

Temperaturabhängigkeit von Befestigungen in Asphalt

Vom Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Technischen Universität Darmstadt
zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte

Dissertation



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DARMSTADT

**INSTITUT FÜR
WERKSTOFFE
IM BAUWESEN**

Vorgelegt von
Dipl.-Ing. Elena Ourania Alexandrakis
aus Darmstadt

Referent: Prof. Dr.ir. Eduardus Aloysius Bernardus Koenders
Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Michael Vormwald

Tag der mündlichen Prüfung: 30.11.2018

Darmstadt 2018

Elena Alexandrakis:
Temperaturabhängigkeit von Befestigungen in Asphalt

Darmstadt, Technische Universität Darmstadt
Jahr der Veröffentlichung der Dissertation auf TUpriints: 2019
Tag der mündlichen Prüfung: 30.11.2018

URN: urn:nbn:de:tuda-tuprints-85086
URL: <https://tuprints.ulb.tu-darmstadt.de/id/eprint/8508>

Veröffentlicht unter CC BY-SA 4.0 International
<https://creativecommons.org/licenses/>

**Αφού η καρδιά μου έχει φτερά,
στα δύσκολα δεν τρέμει.
Την Κρήτη έχω χαράξει βαθιά,
ασύγκριτη δύναμη φέρνει.**

**Αλεξανδράκη, Έλενα και
Κλουβιδάκη, Ευαγγελία (2016)**

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Fachgebiet bzw. heute Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Technischen Universität Darmstadt. Durch den Wechsel der Fachgebietsleitung und zwischenzeitlichen Vakanz begleiteten mich viele wichtige Menschen während meiner Beschäftigung am Institut. Die Lehrtätigkeit vor der Wiederbesetzung der Fachgebietsleitung und damit einhergehende große und eigenständige Verantwortung für viele Studenten hat mich reichliches gelehrt, für diese Erfahrung und Chance bin ich sehr dankbar.

Herrn Prof. Dr.ir. Eduardus Aloysius Bernardus Koenders danke ich sehr herzlich dafür mich immer wieder dazu ermutigt zu haben aus einem anderen Blickwinkel diese Arbeit zu betrachten und mich so dazu zu motivieren nochmals tiefergehende Erkenntnisse zu erarbeiten.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Michael Vormwald danke ich sehr herzlich für das entgegengebrachte Interesse an meiner Arbeit und die intensive Unterstützung während und nach der Vakanz unserer Institutsleitung. Vielen Dank für die freundliche Integration im Fachgebiet für Werkstoffmechanik und die Übernahme des Korreferates, sowie für jede wertvolle Diskussion.

Während und nach der Zeit ohne Leitung hat mich außerdem Herr Prof. Dr.-Ing. J. Stefan Bald freundlich und motivierend unterstützt. Dafür möchte ich mich sehr herzlich bedanken.

Prof. Dr.-Ing. Harald Garrecht möchte ich für die vermittelte Begeisterung für die Bauphysik und den Bautenschutz danken.

Ich möchte mich ganz herzlichst für die kritische Durchsicht meiner Arbeit und die wertvollen Hinweise bei Herrn Dr.-Ing. Stefan Hainer, Dr.-Ing. Marco Tschötschel, Frau Dipl.-Ing. Melanie Fiedler und Dipl.-Ing. Cornelia Hanna-Löns bedanken.

Herrn Dr.-Ing. Karl-Heinz Lieberum möchte ich insbesondere für seine Motivation zu diesem Thema danken.

Die Versuche dieser Arbeit wurden vom BMWi und von der Firma TOGE Dübel GmbH & Co. KG als Förderer unterstützt. Dafür bedanke ich mich herzlich.

Ich möchte mich bei allen Kollegen und Studenten bedanken, die mich bei der Entstehung dieser Arbeit tatkräftig unterstützt haben. Insbesondere danke ich Jeremias Stolze, Shifan Zhang, Karsten Dobner, David Nebenführ, Veronika Schäfer-Brandt und Marc Steiner.

Allen Kollegen danke ich für die gemeinsame Zeit, für interessante Diskussionen und das freundschaftliche Verhältnis untereinander. Ich werde gern an diese Zeit zurückdenken.

Ein bedeutendes Dankeschön geht an meinen Si-Fu Oliver Hage, außerdem Si-Hing Marcus, Milad, Oliver, Robin und Tobias. Nicht nur für den unbezahlbaren Ausgleich, sondern auch für mentale Stärke und einen allzeit respektvollen Umgang untereinander in einer positiven Atmosphäre.

Meinen lieben Freunden gilt ein ganz besonderer Dank. Für seelische und moralische Unterstützung, aber auch für jede willkommene Ablenkung.

Das größte Dankeschön geht an meine liebe Familie, ihr habt mich wesentlich zu der Person geformt die ich heute bin. Meinem ersten besten Freund im Leben Dimitrios danke ich für die vielen schönen Erlebnisse. Du hast mich mehr geprägt, als du dir vorstellen kannst. Meinen Eltern danke ich für jegliche Unterstützung und für alle Möglichkeiten, die sie mir eröffnet haben. Meinem Mann Nezar Hanna möchte ich für die liebevolle Begleitung und die fortwährende Unterstützung danken.

Darmstadt, im Januar 2019

Elena Ourania Alexandrakis

Kurzfassung

Befestigungen mit Metalldübeln zur Verankerung in Beton oder Mauerwerk werden seit einigen Jahren intensiv erforscht. Die ETAG 001 [1] (ersetzt durch EAD 330232-00-0601 [2]) und die DIN EN 1992-4 [3] beschreiben verschiedene Befestigungstypen einschließlich ihrer Bemessungsverfahren und gelten für die Bemessung im Verankerungsgrund Beton und Mauerwerk. Befestigungen in Asphalt hingegen sind bisher noch nicht hinreichend untersucht und aus diesem Grund noch nicht für alle relevanten Einsatzgebiete geregelt. Eingesetzt wird diese Befestigung bereits als Verankerung von passiven Rückhaltesystemen und Schutzeinrichtungen auf Asphalt. Zulässig ist dies nur bei Verwendung ohne besondere Anforderungen an die Sicherheit. Übertragbar ist hier lediglich eine stoßartige Belastung. Alle Befestigungssituationen mit erheblichen Anforderungen an die Sicherheit benötigen die Erstellung eines Betonfundaments, um dieses als zugelassenen Verankerungsgrund zu nutzen. Die hohen Kosten und der hohe Arbeitsaufwand jedoch richten den Fokus erneut auf die Grenzen und Möglichkeiten von Befestigungen in Asphalt. Hierbei geht es nicht nur um Asphalt als Straßenbelag, sondern auch um abdichtende Schichten, wie beispielsweise in Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen. Problematisch ist die Befestigung in solchen Anlagen insofern, als Schilder oder Leitplanken die bestehende abdichtende Schicht durchdringen. Laut dem „Besorgnisgrundsatz“ des Wasserhaushaltsgesetzes [4] gilt es, derartige Anlagen so zu errichten und zu betreiben, dass keine Stoffe austreten und Gewässer- oder Bodenverunreinigungen auftreten können. Hierzu ist eine zusätzliche Überprüfung und Gewährleistung der Abdichtungsfunktion erforderlich. Für alle relevanten Befestigungssysteme müssen dafür zunächst die Einflüsse auf das Tragverhalten untersucht und ein mögliches Prüfprogramm mit allen relevanten Lasteinwirkungen erarbeitet werden. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde die grundsätzliche Übertragbarkeit von bereits bestehenden Regelwerken zur Bemessung von Verankerungen geprüft. Ein analytisches Modell im linear-elastischen Funktionsbereich mittels gekoppelter elastischer Bettung und Verbundversagen soll Erkenntnisse für das darauffolgend sich einstellende Versagen liefern. Mittels Finite-Elemente-Analyse soll tiefergehend eine genauere Betrachtung des Tragverhaltens erfolgen. Die gewonnenen Erkenntnisse sind abschließend zur Bewertung einer praxisrelevanten Nutzung und für die Erarbeitung neuer Möglichkeiten wie das entwickelte und patentierte Verfahren der Selbstheilung von Asphalt zu nutzen.

In dieser Arbeit konnten die ungünstigsten Einflussfaktoren durch Temperatur, Rissbildungen im Verankerungsgrund infolge Stoßbelastung und viskoses Verhalten des Asphalts durch experimentelle Analysen bestimmt werden. Die Möglichkeit Verankerungen im Asphalt unter Gewährleistung von angemessenen Lasthöhen einzusetzen, konnte bei hohen Temperaturen von 40°C bis 50°C nachgewiesen werden.

Das gekoppelte, analytische Versagensmodell für Verbundversagen und den sich einstellenden Ausbruchkegel zeigt annähernd die Ergebnisse der experimentellen Analyse. So konnte der Radius des Ausbruchkegels in Abhängigkeit der Temperatur und die Verschiebung infolge Axialzugbelastung mithilfe der Verbund-Verschiebungsbeziehung (Verbundversagen) gekoppelt mit der elastischen Bettung (Ausbruchkegel) berechnet werden.

Der Versuchsplan, Beobachtungen während der Versuche, die analytische Modellierung und die Annäherung mithilfe der Finiten-Elemente-Methode konnten ein Verständnis des Versagensablaufs infolge Belastung aufzeigen. Für die ungünstigsten Einflussfaktoren sind neue Lösungswege entstanden. Rissbildungen infolge Stoßbelastung können mithilfe über das Befestigungsmittel eingeleiteter Induktion wieder repariert werden und bieten einen innovativen Lösungsweg, um die Nutzungsdauer von Befestigungen in Asphalt zu verlängern. Hohe Temperaturen im Bereich der Verankerung können mithilfe reflektierender Schichten reduziert werden.

Abstract

Fortification by metal dowels for anchoring in concrete or brickwork structures has been intensively researched for several years. ETAG 001 [1] (superseded by EAD 330232-00-0601 [2]) and DIN EN 1992-4 [3] define various fortification types including their design methods and are valid for dimensioning in concrete and brickwork based anchoring. However, fortification for asphalt based grounds has not been sufficiently researched yet and therefore is not regulated for all possible fields of application. This kind of fortification is already used for restraining and protection systems on asphalt. Permission is only granted for usage without any specific safety requirements. Only intermittent stress is transferable with this method. All anchoring types with significant safety specifications require creating a concrete foundation which is to be used as an appropriate anchoring base. Once again, high expenses and the high amount of work highlight the limits and opportunities of fortifications on asphalt. On this occasion, it does not only concern asphalt as road surfaces, but also asphalt as sealing layers as in systems for handling water-polluting substances. To this extent, fortifications in such systems are difficult, since signs and crash barriers penetrate the existing sealing layer. According to the axiom of concern of the Water Resources Act [4], such systems are to be installed and operated in a way that no substances leak and no waters or grounds are polluted. For this purpose additional verifications and warranties concerning the tightness are required. First of all the impacts on the load-bearing behavior for all relevant fortifications systems is to be researched and a possible inspection program with all relevant load impacts is to be developed. In this context, the fundamental transferability of already existing sets of rules for designing anchoring is to be verified. A model with a coupled elastic embedded plate and shear-slip in linear-elastic part of the function shall be used to understand the following failure of the system. Further, a detailed consideration concerning the load-bearing behavior by means of finite element analysis shall follow. As a result, this knowledge shall be used to finalize the evaluation for a practical usage and for the development of new capabilities such as the developed self-healing of asphalt.

With this scientific work the most unfavorable influencing factors such as temperature, crack formation in anchoring base due to shock load as well as the asphalt's viscous behavior could be determined through experimental analysis. The possibility to apply anchoring in asphalt with appropriate load heights could be verified when subjected to excessively high temperatures between 40°C and 50°C.

The coupled, analytic failure model for bond failure and the breakout cone approximately demonstrate the results of the experimental analysis. That way, the breakout cone's radius depending on temperature and the displacement in consequence of axial tensile loading could be calculated by means of relations between bonding and displacement (bond failure) as well as elastic bedding (breakout cone).

Comprehension of the failure sequences due to loading could be obtained by means of trial design, surveillance during the experiments, analytic modeling as well as the approximation using the finite element method. For the unfavorable influencing factors new approaches were developed. Crack formation due to shock load can be repaired using induction with the fastening elements and offer a new and innovative approach to extend the asphalt's fortification life cycle. Using reflective layers can diminish high temperatures around the anchoring.

Inhaltsverzeichnis

FORMELZEICHEN UND VARIABLEN	1
ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS	5
1. EINLEITUNG	6
1.1. PROBLEMSTELLUNG UND MOTIVATION	6
1.2. LÖSUNGSANSATZ UND GLIEDERUNG	6
2. STAND DER FORSCHUNG	9
2.1. DER VERANKERUNGSGRUND ASPHALT UND SEIN VERFORMUNGSVERHALTEN	9
2.2. DIE BESTANDTEILE VON ASPHALT UND IHR EINFLUSS AUF DEN LASTABTRAG	9
2.2.1. <i>Vorbemerkungen</i>	9
2.2.2. <i>Gesteinskörnung</i>	9
2.2.3. <i>Bitumen</i>	10
2.2.4. <i>Hohlraumgehalt</i>	16
2.3. INNERE EINFLUSSFAKTOREN AUSGEWÄHLTER ASPHALTSORTEN	16
2.3.1. <i>Vorbemerkungen</i>	16
2.3.2. <i>Einfluss der Werkstoffzusammensetzung und Verarbeitung</i>	16
2.3.3. <i>Einfluss der Schichtgrenzen</i>	19
2.3.4. <i>Einfluss des Schichtenverbundes</i>	19
2.4. ÄUßERE EINFLUSSFAKTOREN AUSGEWÄHLTER ASPHALTSORTEN	20
2.4.1. <i>Vorbemerkungen</i>	20
2.4.2. <i>Physikalische und chemische Umwelteinflüsse und ihre Transportmechanismen</i>	20
2.4.3. <i>Einfluss der Rissbildung</i>	31
2.4.4. <i>Einfluss der Belastungsdauer</i>	31
2.4.5. <i>Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit</i>	31
2.4.6. <i>Einfluss der Belastungsart</i>	31
2.4.7. <i>Verformungsverhalten von Asphalt</i>	32
2.5. WAHL RELEVANTER BEFESTIGUNGSSYSTEME IN ASPHALT UND IHR TRAGVERHALTEN	33
2.5.1. <i>Einführung</i>	33
2.5.2. <i>Tragverhalten von Hinterschnittdübeln und Metallspreizdübeln in Beton</i>	35
2.5.3. <i>Tragverhalten von Verbunddübeln in Beton und Asphalt</i>	40
2.5.4. <i>Schlussfolgerungen für Befestigungen in Asphalt</i>	43
3. VORVERSUCHE ZUR ENTWICKLUNG UND PLANUNG EINES PRÜFPROGRAMMS – BESCHREIBUNG ANGEWANDTER METHODEN UND UNTERSUCHTER ASPHALTE	44
3.1. EINLEITUNG	44

3.2.	VORVERSUCHE ZUR ERSTEN EINSCHÄTZUNG DES TRAGVERHALTENS VON BEFESTIGUNGEN IN ASPHALT UND BASIS ZUR ERSTELLUNG EINES PRÜFPROGRAMMS	44
3.2.1.	Verwendete Asphaltarten.....	44
3.2.2.	Vorversuche zur Ermittlung von Grundlagen infolge stoßartiger Belastung	44
3.2.3.	Vorversuche zur Ermittlung von Grundlagen infolge statischer Belastung	48
3.3.	FUNKTIONSPRÜFUNG FÜR LAU-ANLAGEN DURCH STOßARTIGE BELASTUNG IN SITU MIT ANSCHLIEßENDER DICHTIGKEITSPRÜFUNG	50
3.3.1.	Versuchsbeschreibung	50
3.3.2.	Ergebnisse zur Untersuchung der Dichtigkeit	51
3.4.	ENTWICKLUNG EINES PRÜFPROGRAMMS AUF GRUNDLAGE DER VORVERSUCHE, DURCHFÜHRUNG UND BEWERTUNG DER EXPERIMENTELLEN UNTERSUCHUNGEN	51
3.4.1.	Prüfprogramm	51
3.4.2.	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	55
3.4.3.	Statistische Versuchsauswertung.....	58
4.	EXPERIMENTELLE ANALYSE ZUR BEWERTUNG DER TRAGFÄHIGKEIT	61
4.1.	ERMITTLUNG DER UNGÜNSTIGSTEN TEMPERATURVERTEILUNG IN GRIECHENLAND, KRETA.....	61
4.1.1.	Wahl des Messortes	61
4.1.2.	Versuchsvorbereitung, Versuchsdurchführung und Ergebnisse der Maximaltemperaturen	61
4.1.3.	Gemessene Maximaltemperaturen im Süden Europas.....	62
4.2.	STATISCHE BELASTUNG AN ASPHALTSCHRAUBEN - Ø22 MM, $h_{ef} = 100$ MM.....	63
4.2.1.	Allgemeines zur Versuchsdurchführung.....	63
4.2.2.	Axialzug	63
4.2.3.	Schrägzug.....	67
4.2.4.	Querzug	71
4.3.	ÜBERTRAGBARKEIT AUF ANDERE ASPHALTSCHRAUBEN UNTER STATISCHER BELASTUNG.....	74
4.3.1.	Allgemeines zur Darstellung der Versuchsergebnisse.....	74
4.3.2.	Statische Belastung an Asphaltschrauben - Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm.....	74
4.3.3.	Statische Belastung an Asphaltschrauben - Ø22 mm, $h_{ef} = 155$ mm.....	77
4.4.	ÜBERTRAGBARKEIT AUF ANDERE BEFESTIGUNGSSYSTEME UNTER STATISCHER BELASTUNG	78
4.4.1.	Allgemeines zur Versuchsdurchführung.....	78
4.4.2.	Statische Belastung an Betonschrauben.....	78
4.4.3.	Statische Belastung an Spreizdübeln	79
4.5.	STOßARTIGE BELASTUNG MIT ANSCHLIEßENDER BESTIMMUNG DER RESTTRAGFÄHIGKEIT AN ASPHALTSCHRAUBE Ø22 MM, $h_{ef} = 100$ MM	80
4.5.1.	Allgemeines zur Versuchsdurchführung.....	80
4.5.2.	Axialzug	80

4.5.3.	Querzug	81
4.6.	ÜBERTRAGBARKEIT AUF ANDERE ASPHALTSCHRAUBEN UNTER STOßARTIGER BELASTUNG	82
4.6.1.	Allgemeines zur Versuchsdurchführung.....	82
4.6.2.	Stoßartige Belastung der Asphaltschraube - Ø 16 mm, $h_{ef} = 100$ mm.....	82
4.6.3.	Stoßartige Belastung der Asphaltschraube - Ø22 mm, $h_{ef} = 155$ mm.....	83
4.7.	ÜBERTRAGBARKEIT AUF ANDERE BEFESTIGUNGSSYSTEME UNTER STOßARTIGER BELASTUNG	84
4.7.1.	Allgemeines zur Versuchsdurchführung.....	84
4.7.2.	Stoßartige Belastung von Betonschrauben	84
4.7.3.	Stoßartige Belastung der Spreizdübel.....	85
4.8.	WEITERFÜHRENDE EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN ZUR ANALYSE DES TRAGVERHALTENS	86
4.8.1.	Allgemeines zur Versuchsdurchführung.....	86
4.8.2.	Axialzugversuche unter enger Abstützung mit 20°C Probekörpertemperatur.....	86
4.8.3.	Stoßartige Belastung bei einer Maximaltemperatur von 50°C	88
4.8.4.	Spaltzugversuche an Bohrkernen mit 20°C Probekörpertemperatur	88
5.	ERGEBNISDISKUSSION ZUM TRAGVERHALTEN UND RELEVANTER EINFLUSSFAKTOREN DER ASPHALTSCHRAUBE DURCH EXPERIMENTELLE ANALYSE	90
5.1.	AUSGANGSSITUATION	90
5.2.	EINFLUSS DER TEMPERATUR BZW. DER ASPHALTSTEIFIGKEIT	90
5.2.1.	Vorbemerkungen	90
5.2.2.	Ergebnisdiskussion der Axialzugversuche unter unterschiedlicher Temperatureinwirkung.....	90
5.2.3.	Ergebnisdiskussion der Schrägzugversuche unter Temperatureinwirkung	97
5.2.4.	Ergebnisdiskussion der Querzugversuche unter Temperatureinwirkung.....	99
5.3.	EINFLUSS DES SCHRAUBENDURCHMESSERS	103
5.3.1.	Vergleich unterschiedlicher Durchmesser unter Axialzugbelastung	103
5.3.2.	Ergebnisdiskussion der Axialzugversuche unter Betrachtung des Schraubendurchmessers	104
5.4.	EINFLUSS DER VERANKERUNGSTIEFE	105
5.4.1.	Vergleich unterschiedlicher Verankerungstiefen unter Axialzugbelastung	105
5.4.2.	Ergebnisdiskussion der Axialzugversuche unter Betrachtung der Verankerungstiefe.....	105
5.5.	EINFLUSS DER BELASTUNGSRICHTUNG	106
5.5.1.	Vergleich der Ergebnisse von Belastungsrichtungen bei verschiedenen Temperaturen.....	106
5.5.2.	Erstellung von Interaktionsdiagrammen für Asphaltbefestigungen	109
5.6.	EINFLUSS DER BELASTUNGSGESCHWINDIGKEIT.....	110
5.6.1.	Erläuterungen zum Lastfall Stoßbelastung.....	110
5.6.2.	Einfluss durch Stoßbelastung.....	110
5.7.	HERLEITUNG DER MITTLEREN BRUCHLASTFUNKTION UNTER AXIALZUGBELASTUNG.....	112

5.8.	ANTEIL DER VERBUNDKRAFT ZUR BRUCHLAST UNTER AXIALZUGBELASTUNG	113
5.9.	ZUSAMMENFASSUNG.....	115
6.	MODELLERSTELLUNG ZUM VERSAGENSABLAUF UNTER AXIALZUGBELASTUNG UND BESTIMMUNG VON MATERIALKENNWERTEN.....	116
6.1.	BETRACHTUNG DER SPANNUNGS-DEHNUNGSBEZIEHUNG	116
6.2.	MATERIALKENNWERTE ZUM TRAGVERHALTEN DER ASPHALTSCHRAUBE UNTER AXIALZUGBELASTUNG.....	117
6.3.	VERSAGENSABLAUF INFOLGE AXIALZUGBELASTUNG IN ABHÄNGIGKEIT VON DER TEMPERATUR MITHILFE DER BETRACHTUNG DER VERBUNDSPANNUNGS-VERSCHIEBUNGS-BEZIEHUNG	121
6.3.1.	<i>Vorbemerkungen</i>	<i>121</i>
6.3.2.	<i>Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung bei 20°C</i>	<i>122</i>
6.3.3.	<i>Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung bei 10°C</i>	<i>125</i>
6.3.4.	<i>Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung bei -20°C (Sprödtemperatur)</i>	<i>125</i>
6.3.5.	<i>Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung bei 40°C (nahe Erweichungstemperatur)</i>	<i>127</i>
6.4.	BETRACHTUNG DES SICH EINSTELLENDEN AUSBRUCHKEGELS IN ABHÄNGIGKEIT VON DER TEMPERATUR.....	128
6.5.	ANALYTISCHE MODELLIERUNG DES LINEAREN FUNKTIONSVERLAUFS IN ABHÄNGIGKEIT VON DER TEMPERATUR MITTELS ELASTISCHER BETTUNG UND VERBUNDVERSAGEN.....	132
6.6.	ERKENNTNISSE UND AUSBLICK.....	145
7.	FINITE-ELEMENTE-METHODE ZUR VERTIEFENDEN ANALYSE DES TRAGVERHALTENS UNTER AXIALZUGBELASTUNG	146
7.1.	FINITE-ELEMENTE-BERECHNUNG	146
7.2.	GEOMETRIE UND DISKRETISIERUNG.....	149
7.3.	MATERIALMODELLIERUNG MITHILFE DER EXPERIMENTELLEN ANALYSE	153
7.3.1.	<i>Vorgehensweise</i>	<i>153</i>
7.3.2.	<i>Linear-elastisches Materialmodell - Modell 1</i>	<i>154</i>
7.3.3.	<i>Nichtlineare Materialmodellierung in Abhängigkeit vom Temperaturbereich – Modell 2</i>	<i>158</i>
7.4.	MATERIALMODELLIERUNG MITHILFE PROBEKÖRPERENTNAHME	176
7.4.1.	<i>Herangehensweise</i>	<i>176</i>
7.4.2.	<i>Nichtlineare Materialmodellierung – Modell 3.....</i>	<i>177</i>
7.5.	PARAMETERSTUDIE DES MODELLS 3.....	186
7.6.	BETRACHTUNG DER ZUSAMMENHÄNGE ZWISCHEN SIMULATION UND VERSUCH	188
8.	ENTWICKLUNG INNOVATIVER LÖSUNGSMÖGLICHKEITEN ZUR REDUZIERUNG DER UNGÜNSTIGSTEN EINFLUSSFAKTOREN.....	191
8.1.	EINFLUSSFAKTOREN.....	191
8.2.	REDUZIERUNG DER MAXIMALEN TEMPERATUR – SIMULATION DER TEMPERATURVERTEILUNG IM BAUTEIL	191
8.3.	ENTWICKELTES UND PATENTIERTES VERFAHREN ZUM HEILEN EINES BESCHÄDIGTEN ASPHALTS MITTELS EINES INDUKTIV AUFHEIZBAREN BEFESTIGUNGSMITTELS.....	193
9.	FAZIT UND AUSBLICK - EMPFEHLUNGEN FÜR DIE BAUPRAXIS.....	196

10. ANHANG A	200
11. ANHANG B	206
11.1. WERKSTOFFGLEICHUNG VON 2 MAXWELL-ELEMENTEN	210
11.2. GLEICHGEWICHT FÜR DIE BERECHNUNG VON DER ASPHALTSCHRAUBE	211
11.3. MONATLICHE MITTELWERTE FÜR STRAHLUNG ANSYS AM STANDORT HERAKLION	212
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	213
TABELLENVERZEICHNIS	220
LITERATURVERZEICHNIS	222

Formelzeichen und Variablen

Werkstoffmechanik

E	[kN/mm ²]	Elastizitätsmodul
ε	[-]	Dehnung
η	[kNs/mm ²]	Viskosität
σ	[kN/mm ²]	Normalspannung

Bauphysik

a	[-]	Temperaturleitzahl
b	[J/(s ^{1/2} m ² K)]	Wärmeeindringkoeffizient
c_p	[J/(kgK)]	spezifische Wärmekapazität
m	[kg]	Masse
V	[m ³]	Volumen
ρ	[kg/m ³]	Rohdichte

Wärmeleitung

\dot{Q}_λ	[W/m ²]	flächenbezogener Wärmestrom infolge Wärmeleitung
Δx	[m]	durchströmter Weg in x-Richtung
λ	[W/(mK)]	Wärmeleitung

Konvektion

A_o	[m ²]	wärmeübertragende Fläche
B	[m]	Breite des Bauteils
g	[9,81 m/s ²]	Erdbeschleunigung
h_k	[W/(m ² K)]	konvektiver Wärmeübergangskoeffizient
l	[m]	charakteristische Länge
L	[m]	Länge des Bauteils
Nu	[-]	Nusselt-Zahl
Pr	[-]	Prandtl-Zahl
\dot{Q}_k	[W/m ²]	flächenbezogener Wärmestrom infolge Konvektion
Ra	[-]	Rayleigh-Zahl
ν	[m ² /s]	kinematische Viskosität
$\Delta\theta$	[K]	Temperaturdifferenz

η	[kg/(ms)]	dynamische Viskosität
θ_o	[K]	Oberflächentemperatur
θ_u	[K]	Umgebungstemperatur

Strahlung

E	[W/m ²]	Bestrahlungsstärke
E_0	[W/m ²]	Solarkonstante
E_λ	[W/m ²]	spektrale Bestrahlungsstärke in Abhängigkeit der Wellenlänge
α	[-]	Absorption
α_λ	[-]	spektraler Absorptionsgrad in Abhängigkeit der Wellenlänge und Temperatur
ρ	[-]	Reflektion
τ	[-]	Transmission

Befestigungstechnik

c_{min}	[mm]	minimaler Randabstand
$d_{cut,m}$	[mm]	mittleres Bohrereckmaß
h_{ef}	[mm]	Verankerungstiefe
h_{min}	[mm]	Mindestbauteildicke
s_{min}	[mm]	minimaler Achsabstand
$N_{Rk,l}$	[kN]	linearer Lastanteil
$N_{Rk,nl}$	[kN]	nichtlinearer Lastanteil

Betonausbruch

$A_{c,N}$	[mm ²]	vorhandene Fläche des Betonausbruchs
$A_{c,N}^0$	[mm ²]	Fläche des ungestörten Betonausbruchs
$f_{ck,cube}$	[N/mm ²]	Würfeldruckfestigkeit des Betons nach Normvorgabe von 150 mm Kantenlänge
k	[-]	empirisch ermittelter und produktabhängiger Faktor für gerissenen Beton
$N_{Rk,c}^0$	[kN]	charakteristischer Widerstand gegen Betonausbruch für eine Einzelbefestigung ohne Randeinfluss
$N_{Rk,c}$	[kN]	charakteristischer Widerstand gegen Betonausbruch einer Einzelbefestigung in der Fläche
$\psi_{ec,N}$	[-]	Beiwert zur Berücksichtigung möglicher Exzentrizitäten der Belastung
$\psi_{re,N}$	[-]	Schalenabplatzfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses einer oberflächennahen dichten Bewehrung
$\psi_{s,N}$	[-]	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses von Rändern auf den Betonausbruch

$\psi_{ucr,N}$	[-]	erhöht bei nachgewiesenem ungerissenen Beton den charakteristischen Widerstand gegen Betonausbruch
----------------	-----	--

Spalten

$A_{c,sp}$	[mm ²]	vorhandene Fläche des Betonausbruchs
$A_{c,sp}^0$	[mm ²]	Fläche des ungestörten Betonausbruchs
$N_{Rk,c}^0$	[kN]	charakteristischer Widerstand für eine Einzelbefestigung ohne Randeinfluss gegen Betonausbruch
$N_{Rk,sp}$	[kN]	charakteristischer Widerstand gegen Spalten
$\psi_{ec,sp}$	[-]	zur Berücksichtigung möglicher Exzentrizitäten der Belastung
$\psi_{h,sp}$	[-]	Beiwert zur Berücksichtigung der Bauteildicke auf den char. Widerstand
$\psi_{re,sp}$	[-]	Schalenabplatzfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses von oberflächennaher dichter Bewehrung
$\psi_{s,sp}$	[-]	Einfluss von Rändern auf Betonausbruch
$\psi_{ucr,sp}$	[-]	erhöht bei nachgewiesenem ungerissenen Beton den charakteristischen Widerstand gegen Betonausbruch

Stahlversagen

A_s	[mm ²]	Spannungsquerschnitt an der Versagensfläche
f_{yk}	[N/mm ²]	Nennwert der charakteristischen Streckgrenze des Stahls
f_{uk}	[N/mm ²]	Nennwert der charakteristischen Stahlfestigkeit
$N_{Rk,s}$	[kN]	charakteristischer Widerstand gegen Stahlbruch

Bruchlasten für Verbunddübel

$A_{c,N}$	[mm ²]	vorhandene Fläche des Betonausbruchs
$A_{c,N}^0$	[mm ²]	Fläche des ungestörten Betonausbruchs
d	[mm]	Durchmesser
h_{ef}	[mm]	Verankerungstiefe
N_u^0	[kN]	Bruchlast einer Einzelbefestigung ohne Randeinfluss
τ_u	[N/mm ²]	Verbundspannung
$\psi_{ec,N}$	[-]	Beiwert zur Berücksichtigung möglicher Exzentrizitäten der Belastung
$\psi_{s,N}$	[-]	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses von Rändern auf Verbundversagen

Lasten

F	[kN]	Last
F_u	[kN]	Maximale Last, Bruchlast (u = ultimate)
$F_{u,A}$	[kN]	Kraft in Axialzugrichtung
$F_{u,m}$	[kN]	Mittelwert der Bruchlasten einer Versuchsserie
$F_{u,Q}$	[kN]	Kraft in Querkzugrichtung

$F_{u,S}$	[kN]	Kraft in Schrägzugrichtung
-----------	------	----------------------------

Statistik

$F_{95\%}$	[kN]	95%-Quantil des Befestigungsmittels
$F_{5\%}$	[kN]	5%-Quantil des Befestigungsmittels
k_s	[-]	Toleranzfaktor für eine Normalverteilung
v	[%]	Variationskoeffizient

Abkürzungsverzeichnis

abZ	Allgemein bauaufsichtliche Zulassung
APDL	Ansys Parametric Design Language
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
DAV	Deutscher Asphaltverband
DIBt	Deutsches Institut für Bautechnik
EAD	European Assessment Document
ETA	Europäische Technische Zulassung / European Technical Approval
etc.	et cetera
FEM	Finite-Elemente-Methode
FESI	European Federation of Associations of Insulation Contractors
LAU-Anlagen	Anlagen zum Lagern, Abfüllen und Umschlagen von wassergefährdenden Stoffen
LBO	Landesbauordnung
LBW	leitungsbasierter Wärmeübergang
MBO	Musterbauordnung
S.	Seite
u. a.	unter anderem
u. s. w.	und so weiter
vgl.	vergleiche
z. B.	zum Beispiel

1. Einleitung

1.1. Problemstellung und Motivation

In der Regel werden für Produkte der Befestigungstechnik europäische Zulassungen (ETA [2]) erteilt. Das zugehörige Zulassungsverfahren ist in der ETAG 001 (European Technical Approval Guidelines [1]) beschrieben und wird von der EOTA (European Organisation for Technical Assessment [2]) veröffentlicht. Seit 2014 werden ETAGs von der EOTA überarbeitet und sollen in EADs umgeschrieben werden [2].

Auf Asphaltflächen sind direkte Befestigungen in diesem Werkstoff wie beispielsweise passive Rückhaltesysteme bisher nicht zugelassen. Im Straßenbau ist es daher üblich, Betonfundamente als zugelassenen und intensiv erforschten Verankerungsgrund für solche Befestigungsarten zu nutzen. Auch andere erstrebte Befestigungen von Straßenbeleuchtungen, Verkehrsschildern oder Anprallschutzeinrichtungen sind im öffentlichen Bereich nicht zugelassen und können nur mithilfe von Betonfundamenten verwirklicht werden. Die Erstellung von Betonfundamenten ist sehr zeit- und kostenintensiv, außerdem kann es innerhalb von Städten zu Platzmangel durch verlegte Rohrleitungen, Kabeltrassen und dergleichen kommen. Hier sind Betonfundamente nur mit großem zusätzlichem Aufwand ausführbar.

Aus diesem Grund ist es erstrebenswert, Befestigungen direkt in Asphalt zuzulassen. So können im Straßenbau Stausituationen durch verkürzte Baustellenzeiten reduziert werden. Auch andere Befestigungssituationen können somit schnell und vergleichsweise einfach direkt ausgeführt werden.

Asphalt ist allerdings durch seine Bestandteile Gesteinskörnung, Luftporen und Bitumen ein komplexer Werkstoff. Bitumen weist ein temperaturabhängiges Verhalten auf. In niedrigen Temperaturbereichen verhält sich Asphalt daher sehr spröde, hohe Temperaturen führen jedoch zu signifikanten Verformungen durch geringe Steifigkeiten [5, S.32]. Aufgrund von sehr unterschiedlichen Asphaltaufbauten ist es jedoch erforderlich, Wege zur Überprüfung der sicheren Einsatzfähigkeit unterschiedlicher Asphalte aufzuweisen. Bis heute werden numerische Materialmodelle, die das gesamte Verhalten von Asphalt abbilden können, weiterentwickelt. Bisher kamen Programme wie z.B. BISAR [6] zur Bemessung mit unterstelltem elastischem Materialverhalten zum Einsatz [7]. Asphaltbefestigungen werden so unter Annahme der Elastizitätstheorie für jede Schicht mithilfe von Modulen berechnet. Durch intensive Forschung in den letzten Jahren konnten Materialmodelle verbessert und Nichtlinearitäten sowie andauernde Temperaturabhängigkeiten mitberücksichtigt werden [8], [9]. Allgemeingültige Materialmodelle für Asphalt unter Berücksichtigung sämtlicher Werkstoffeigenschaften sind jedoch noch zu erforschen. Das neue Anwendungsgebiet der Befestigungstechnik im Bereich von Asphalt ist bisher noch nicht geregelt, die Forschung steht hier noch am Anfang.

1.2. Lösungsansatz und Gliederung

Die vorliegende Arbeit soll mithilfe des Forschungsstands aus der Befestigungstechnik in Beton und der Asphaltmodellierung einen Ansatz zur Realisierbarkeit von Befestigungen in Asphalt liefern (siehe Abbildung 1). Die Erkenntnisse des gut erforschten Werkstoffes Beton sollen dabei Berücksichtigung finden, da sich einstellende Versagensmechanismen vergleichbar sind [8, S.1]. Eine vertiefende Analyse mittels Finite-Elemente-Methode soll anschließend die Brauchbarkeit allgemein anerkannter Werkstoffmodelle für die Nachbildung von durchgeführten Ausziehversuchen an Befestigungen in Asphalt validieren. Dazu sollen Betrachtungen von Nichtlinearitäten wie der Einfluss durch Kriechen herangezogen werden. Allgemein anerkannte und angewandte rheologische Modelle wie parallel geschaltete MAXWELL-Elemente [10] zur Beschreibung des Werkstoffes Asphalt werden dabei berücksichtigt. Für das am besten geeignete Modell wird eine Parameterstudie durchgeführt.

Zunächst wird in Kapitel 2 dargelegt, welches Werkstoffverhalten Asphalt aufweist. Berücksichtigung finden dabei sowohl Temperaturabhängigkeiten als auch Nichtlinearitäten.

Ferner gilt es, in Kapitel 2 den Stand der Forschung mithilfe der allgemein anerkannten Regeln der Befestigungstechnik [11] zu erarbeiten und relevante Befestigungssysteme für den Werkstoff Asphalt zu wählen.

Mithilfe von Vorversuchen gilt es, in Kapitel 3 eine grundsätzliche Realisierbarkeit von Befestigungen in Asphalt zu überprüfen und auf Basis dieser einen Versuchsplan zu erstellen. Dazu sind sowohl stoßartige, als auch statische Versuche an hergestellten Probekörpern untersucht worden. Außerdem sind zur Entwicklung eines weiterführenden Versuchsplans Kenntnisse über sich einstellende Maximaltemperaturen in Asphaltschichten erforderlich. Sowohl im Süden Europas gemessene Werte, als auch erste Funktionsprüfungen an einer Musterasphaltfläche werden dargestellt. Diese werden herangezogen, um Temperaturen für Versuche unter Laborbedingungen festzulegen und ein Prüfprogramm zu entwickeln. Die Randbedingungen des entwickelten Prüfprogramms sind dargelegt. Die Ergebnisse werden diskutiert und beschrieben. Außerdem wird in Kapitel 3 die statistische Versuchsauswertung zur Überprüfung der Güte aller Ergebnisse dargelegt.

Die Ergebnisse der durchgeführten Versuche sind in Kapitel 4 beschrieben und statistisch ausgewertet. Dazu soll zunächst nur eine Asphaltschraubengröße zur intensiven Analyse des Einflusses verschiedener Temperaturen und Belastungsrichtungen herangezogen werden. Aus diesem Grund fanden statische und stoßartige Versuche ohne einen Randeinfluss mit weiter Abstützung nach ETAG 001 [1] statt. Weitere Einflüsse von Schraubendurchmesser und Verankerungstiefen sind nachfolgend betrachtet. Anschließend findet ein Vergleich von weiteren Befestigungssystemen statt. Weiterführende experimentelle Untersuchungen zur Analyse des Tragverhaltens sollten darauffolgend mittels enger Abstützung der Ausziehvorrichtung durchgeführt werden, um weitere Erkenntnisse des sich einstellenden Versagens zu erlangen. Für die in Kapitel 7 betrachteten numerischen Analysen sind außerdem experimentelle Untersuchungen dargestellt. Mittels der Ergebnisse von Spaltzugversuchen soll abschließend das Materialverhalten des Asphalts modelliert werden.

Die Ergebnisdiskussion der durchgeführten Versuche liefert in Kapitel 5 alle wichtigen Einflussfaktoren auf Befestigungen in Asphalt. Einflüsse durch Temperatur, aber auch durch die Geometrien der Schraube selbst wie beispielsweise Schraubendurchmesser oder Verankerungstiefen werden hier diskutiert. Außerdem ist ein Interaktionsdiagramm für die Abhängigkeiten von Belastungsrichtungen dargelegt, eine erste Bruchlastfunktion für Axialzugbelastungen ist ebenfalls gegeben. Zur Beschreibung des Versagens von Befestigungen in Asphalt erfolgte eine Analyse des Anteils an Verbundkraft zur Bruchlast unter Axialzug.

Mithilfe dieser Erkenntnisse soll nun ein Modell zum Versagensablauf unter Axialzugbelastungen und eine Bestimmung von Materialkennwerten in Kapitel 6 erarbeitet und beschrieben werden. Die Versuchsergebnisse werden mittels einfacher mechanischer Grundgleichungen überprüft.

Die in Kapitel 7 beschriebene Finite-Elemente-Methode kann nun zur vertiefenden Analyse des Tragverhaltens unter Axialzugbelastung herangezogen werden. In diesem Kapitel folgt eine iterative Näherung an ein Modell, welches für die Nachbildung von Ausziehversuchen geeignet ist. Dazu sind schrittweise Nichtlinearitäten wie die Relaxation bzw. Kriechen von Asphalt unter Temperaturabhängigkeit zu beachten. Eine darauffolgende Parameterstudie soll tiefergehende Erkenntnisse liefern.

Mit Hilfe der Ergebnisse aus den experimentellen Untersuchungen und der anschließenden numerischen Analyse des Tragverhaltens konnten die wichtigsten Einflussfaktoren auf das Tragverhalten bestimmt und Lösungsmöglichkeiten zur Reduzierung ungünstiger Faktoren für Befestigungen in Asphalt erarbeitet werden. Dazu gehört die in Kapitel 8 beschriebene Minimierung von ungünstigen Temperaturen und ein patentiertes Verfahren zur Selbstheilung eines beschädigten Asphalts nahe einer Befestigung infolge eines Anpralls.

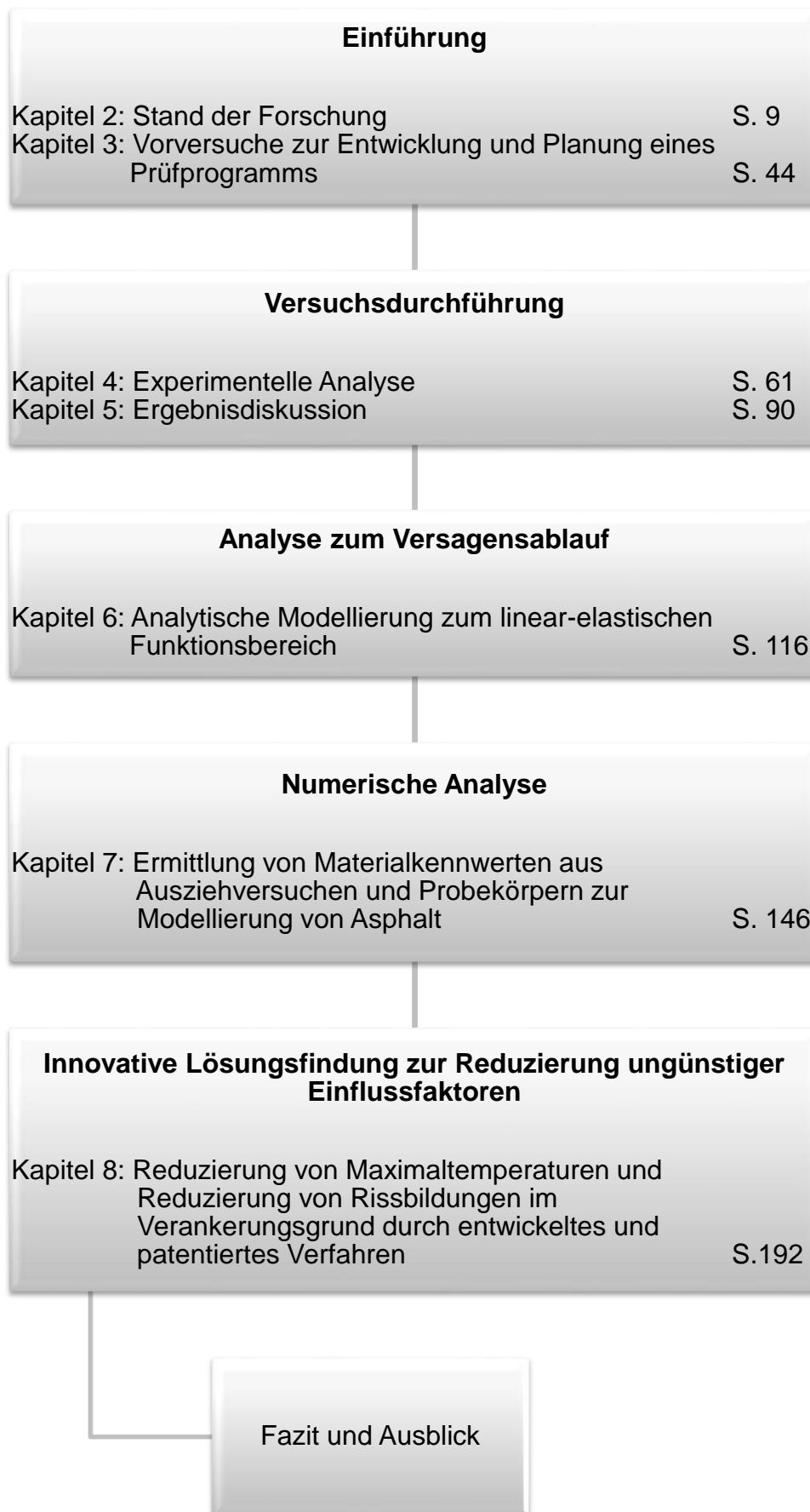


Abbildung 1: Überblick über die Struktur der vorliegenden Arbeit

2. Stand der Forschung

2.1. Der Verankerungsgrund Asphalt und sein Verformungsverhalten

Die Werkstoffeigenschaften von Asphalt weisen auf Grund des Bestandteils Bitumen im Vergleich zum Beton Besonderheiten auf. Bitumen zeigt laut VELSKE ET AL. [12, S.70] ein viskoelastisches Verhalten unter Belastung. Dies bedeutet, Verformungen nehmen mit steigender Temperatur und konstanter Last mit der Zeit zu. Außerdem ist die Verformung auch von der Belastungsgeschwindigkeit abhängig. Je langsamer die Belastung auftritt, desto höher ist die zu erwartende Kriechverformung und desto niedriger die übertragbare Last. Es bietet sich daher an, Befestigungen in Asphalt vorrangig nur für kurzzeitige Belastungen zu verwenden. In diesem Kapitel werden die verschiedenen Einflussfaktoren theoretisch untersucht und abschließend ihre Bedeutung für eine Befestigung analysiert.

2.2. Die Bestandteile von Asphalt und ihr Einfluss auf den Lastabtrag

2.2.1. Vorbemerkungen

Asphalt ist eine Mischung aus Gesteinskörnung mit einem bitumenhaltigen Bindemittel. Mitunter weist dieser Werkstoff auch einen geringen Hohlraumgehalt auf. Dementsprechend besteht der Asphalt je nach Zusammensetzung laut NEROTH und VOLLENSCHAR [13, S.778-780] aus zwei- oder drei Phasen: Gesteinskörnung und Bitumen oder Gesteinskörnung, Bitumen und Luft. Vor allem die im Straßenbau eingesetzten Asphalte besitzen einen Anteil an Gesteinskörnung von bis zu 95 M.-%. Die Kornform der Gesteinskörnung ist daher ausschlaggebend für die mechanischen Eigenschaften des Werkstoffs. Aufgrund der vielfältigen möglichen Zusammensetzungen sollen nachfolgend die Eigenschaften der jeweiligen Bestandteile und ihr Einfluss auf das Endprodukt erörtert werden. Die Einflüsse von Asphaltbestandteilen werden noch heute untersucht und verbessert, um möglichst beständige Straßenbeläge gewährleisten zu können. JIANG ET AL. [14] zeigen den Einfluss volumetrischer Randbedingungen auf die mechanischen Eigenschaften und liefern Verbesserungsvorschläge für nachhaltigere Straßenbeläge.

2.2.2. Gesteinskörnung

Die Anforderungen an die im Straßenbau verwendeten Gesteinskörnungen sind in den „Technischen Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau“, im folgenden TL Gestein-StB [13] genannt, geregelt. Die Gesteinskörnung wird in gebrochener oder ungebrochener Form zum Gemisch hinzugegeben und kommt für die Herstellung von Beton, Mörtel und Asphalt zum Einsatz. Es können außerdem Nebenprodukte aus der Industrie, wie Hochofenschlacke und Hüttensand oder rezyklierte Gesteinskörnung, zum Einsatz kommen. Nebenprodukte werden ebenso in den TL Gestein-StB aufgeführt und geregelt.

Die TL Gestein-StB teilen einsetzbare Korngrößen in grobe Gesteinskörnung (über 2 mm), feine Gesteinskörnung (0,063 bis 2 mm) und Füller (kleiner 0,063 mm) ein. Durch die gewählte Korngrößenverteilung kann der Lastabtrag gesteuert werden. Dieser ist laut NEROTH und VOLLENSCHAR [13, S.778-780] ausschlaggebend für den Verschleißwiderstand und die Oberflächenbeschaffenheit eines Asphaltes. Zunächst sollen zwei übliche Varianten der gewählten Gesteinskörnung für Befestigungen in Asphalt analysiert werden. Eine abgestufte Gesteinskörnung mit einem vergleichbar niedrigeren Bitumengehalt bewirkt eine hohe Packungsdichte im Asphalt. Dies führt dazu, dass die Last über das eher steife Korngerüst durch Reibung zwischen den Gesteinskörnungen abgetragen wird. Liegt wiederum ein Asphalt mit Ausfallkörnung und ein vergleichsweise hoher Bitumengehalt vor, kann die Last über die Abstützung zwischen den Gesteinskörnungen in Kombination

mit Bitumen vor allem elastisch abgetragen werden. Die Rezeptur des Asphalttes kann dabei auch die einzelnen Varianten kombinieren, um eine bestimmte mechanische Eigenschaft zu erreichen. Ein höherer Verformungswiderstand von Asphalt kann laut NEROTH und VOLLENSCHAR [13, S.778-780] mit einem hohen Anteil von gebrochenem Korn, außerdem durch Wahl eines möglichst großen Korns positiv beeinflusst werden. Dies führt zu Verzahnungen unter den einzelnen Gesteinskörnern und erhöht die übertragbare Last. Durch die vielfältigen Möglichkeiten der Zusammensetzung werden im Zuge dieser Arbeit vorrangig drei Varianten und ihre Einflüsse theoretisch untersucht. Die entsprechenden Asphaltarten und ihre Einflüsse werden in diesem Kapitel diskutiert.

2.2.3. Bitumen

Dieser nicht kristalline Werkstoff ist nach HUTSCHENREUTHER und WÖRNER [5, S.31 ff] ein kolloides Zwei-Phasen-System. Das bedeutet, dass sehr kleine Teilchen in einer Flüssigkeit gleichmäßig verteilt sind (siehe Abbildung 2). Dieses Phasen-System setzt sich aus einer dispersen bzw. verstreuten Phase, den Asphalttenen und einer kohärenten bzw. zusammenhängenden Phase, den Maltene, zusammen. Dabei stellen die kugelförmigen Asphaltene eine feste Phase dar und sind mit Asphaltharzen umhüllt. Sie bilden die sogenannte Mizelle. Die ölige Phase der Maltene setzt sich aus Erdölharzen und Ölen zusammen.[5, S.31 ff]

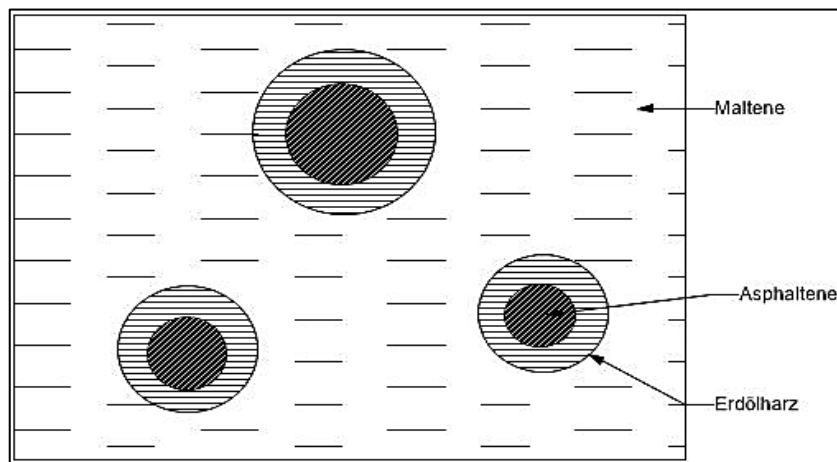


Abbildung 2: Struktur-Schema Bitumen aus VELSKE ET AL.[12, S.68, Abb. 43]

Die in Abbildung 2 stark vereinfacht dargestellte Struktur kann in ihrer Konsistenz und daraus resultierend in ihren mechanischen Eigenschaften allerdings signifikant variieren. Die Materialeigenschaften des Bitumens sind dabei deutlich temperaturabhängig, der Baustoff kann einen Aggregatzustand von fest bis flüssig eingehen. Im Zuge einer starken Erwärmung erweicht Bitumen und liegt laut HUTSCHENREUTHER und WÖRNER in Form einer Sole vor [5, S.31 ff]. Ist dies der Fall, hat Bitumen eine flüssige Konsistenz, ein steifes Traggerüst entsteht hierbei nicht. Die Mizellen liegen fest und kugelig vor, die Verformung findet hauptsächlich über die Phase der Maltene statt. In Abbildung 3 ist zu erkennen, dass eine Sole eine deutliche Trennung der Mizellen zeigt. Die zwischenmolekularen Anziehungskräfte haben hier laut HUTSCHENREUTHER und WÖRNER [5, S.31 ff] keine große Bedeutung mehr. Die Maltene sind dabei nach KARSTEN [15, S.55f] frei verschiebbar, die Flüssigkeit kann jedoch nur in geringem Maße Volumenänderungen infolge Druckbelastungen erfahren, da die Moleküle einen festen Abstand zueinander haben [15, S.55 f].

Anders ist dies bei niedrigen Temperaturen bei ca. -20°C (Sprödtemperatur), die Anzahl der Mizellen und ihre Größe nimmt im Zuge einer Abkühlung zu. Darauf folgend vernetzen sie sich unter Bildung eines starren Gels (Abbildung 3, oben links), die Phase der Maltene wird hierbei eingeschlossen. Auch die sonst flüssige Phase in der Mizelle erstarrt und trägt so zu einer höheren Verformungsbeständigkeit

bei. Die Moleküle haben hierbei im Gegensatz zur flüssigen Phase einen starren Verband, die Mizellen selbst liegen im Gegensatz zur Sole in gequollener Form vor [5, S.31 ff].

Die Ermittlung der oben genannten Sprödtemperatur bei ca. -20°C erfolgt mit dem Brechpunktgerät nach FRAAB [16]. Dabei wird ein dünner Bitumenfilm mit vorgegebener Dicke einer Biegung unterzogen und die erste Rissbildung bei genau definierter Abkühlung erfasst. Der Erweichungspunkt [17] als weiterer Kennwert wird bestimmt, indem eine in einem Ring befestigte Bitumenschicht mit einer Kugel belastet wird. Anschließend wird die Temperatur erhöht bis sich eine definierte Verformung der Bitumenschicht durch die Kugel einstellt.

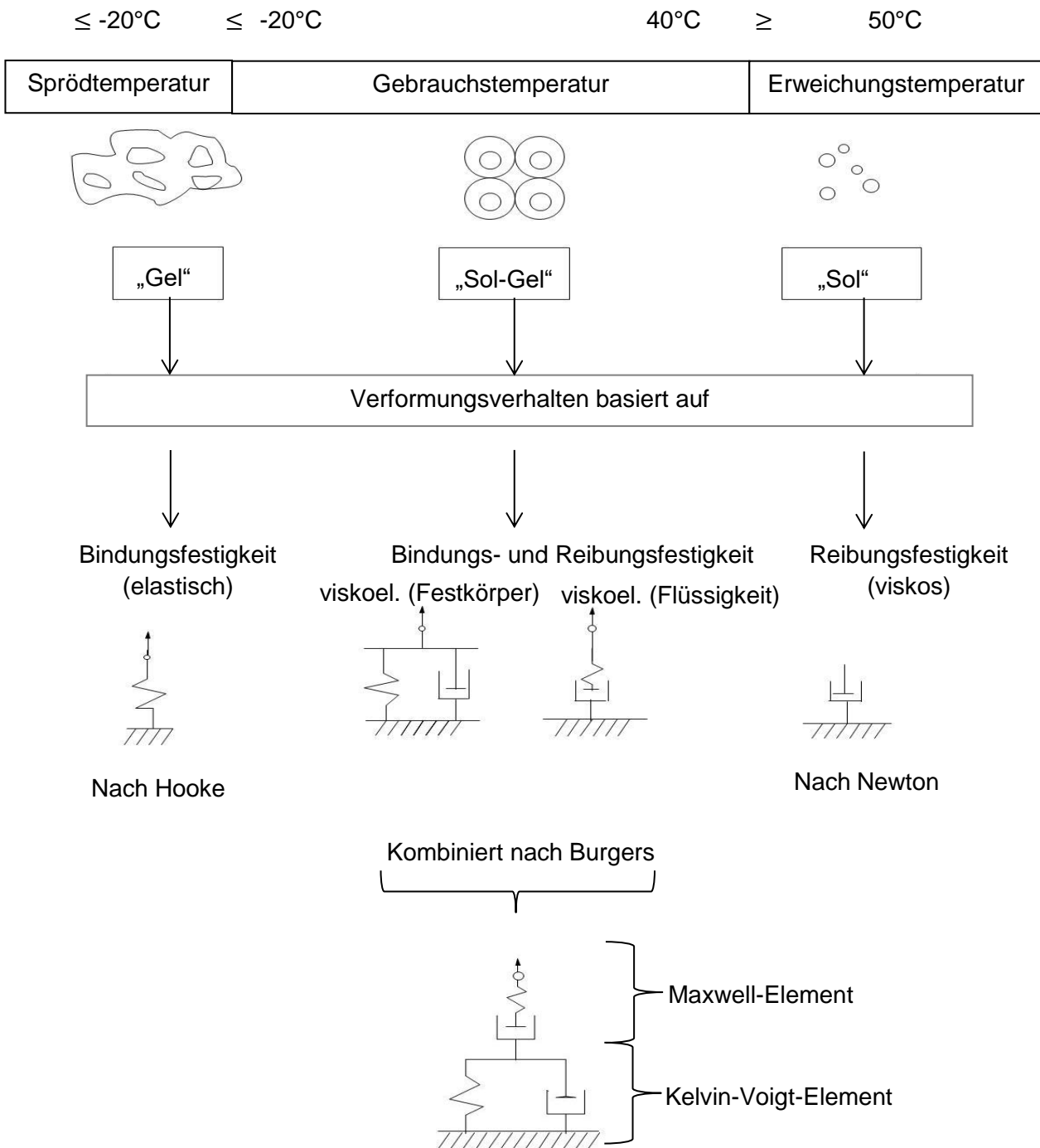


Abbildung 3: Zustandsbereiche von Straßenbaubitumen in Anlehnung an HUTSCHENREUTHER und WÖRNER [5, S.32-33, Abb.1.14]

Oberhalb der Gebrauchstemperatur zwischen -20°C und 40°C ist der Asphalt viskoelastisch und wird im Bereich des Erweichungspunktes bei ca. 50°C viskos. Genutzt wird der Zustandsbereich der Sole während der Verarbeitung von Walzasphalten. Hier wird eine hohe Verarbeitungstemperatur gewählt, um die vollständige Benetzung der Oberfläche der Gesteinskörnung zu gewährleisten. Die Viskosität des Bitumens ist dabei temperaturabhängig. Steigt diese an, erhöht sich die kinetische Energie der Moleküle. Dabei nehmen die zwischenmolekularen Anziehungskräfte ab, das verursacht eine Verringerung der Oberflächenspannung und somit eine Erhöhung der Benetzungsfähigkeit. [13, S. 753-777]

Durch den Haftverbund zwischen der Gesteinskörnung bzw. zwischen der Gesteinskörnung und dem Bindemittel ist Bitumen für den viskosen Anteil der Verformungen verantwortlich. Ausschlaggebend für die Verformung sind die Menge und die eingesetzte Bitumenhärte. Zur theoretischen Untersuchung der Rheologie des Bitumens müssen die Sprödtemperatur und der Erweichungspunkt (über ca. 50°C, siehe Abbildung 3) genauer betrachtet werden. Ein Gel wirkt durch die vorhandenen Anziehungskräfte zwischen den Molekülen bei niedrigen Temperaturen und der daraus resultierenden Vernetzung der Mizellen elastisch. Diese zwischenmolekularen Anziehungskräfte nach VAN-DER-WAALS beziehen sich auf Wechselwirkungen zwischen chemisch gebundenen zwei- oder mehratomigen Molekülen [15]. Wirkt eine Last auf einen Werkstoff mit elastischem Materialgesetz ein, wird die ihm zugeführte Energie als Deformationsenergie gespeichert und bei Entlastung vollständig wieder abgegeben (siehe Abbildung 4). Dies bedeutet, dass eine konstante Belastung eine dazu verhältnismäßige bzw. proportionale Verformung verursacht. Diese Verformung ist abhängig von der Federsteifigkeit und geht bei Entlastung vollständig auf ihren Ursprungswert zurück [18, S.31-34, S.94-100]. Sie gilt nach HOOKE für reinelastische Festkörper, wie beispielsweise Bitumen unterhalb der Sprödtemperatur oder ebenso Stahl. Durch die hohen zwischenmolekularen Anziehungskräfte führt eine Überbelastung zu einem Sprödbruch. Es gilt [19, S.73 ff]:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (2.1)$$

σ	=	Normalspannung	[kN/mm ²]
E	=	Elastizitätsmodul	[kN/mm ²]
ε	=	Dehnung	[-]

Durch die fehlenden molekularen Anziehungskräfte zwischen den Mizellen in einer über dem Erweichungspunkt befindlichen Sole stellen sich Verformungen viskos und irreversibel ein. Diese sogenannte Kriechverformung tritt auf, sobald eine Spannung konstant über einen Zeitraum aufgebracht wird. Dies entspricht der Verformung eines Dämpfers (siehe Abbildung 3) und gilt nach NEWTON [19] für reinviskose Flüssigkeiten wie beispielsweise Bitumen über dem Erweichungspunkt. Die einwirkende Belastung verursacht Verschiebungen der Moleküle und infolge dessen ebenso Reibung zwischen den Molekülen. Die aufgebrachte Deformationsenergie wird dabei vollständig in Reibungswärme umgewandelt und nicht wie in einer Feder gespeichert. Die Geschwindigkeit der viskosen Verformung und die Viskosität infolge konstanter Belastung sind dabei proportional zur Spannungshöhe. Es gilt [19, S.73 ff]:

$$\sigma = \eta \cdot \dot{\varepsilon} \quad (2.2)$$

η	=	Viskosität	[kNs/mm ²]
$\dot{\varepsilon}$	=	zeitliche Ableitung der Dehnung	[1/s]

Da die Anziehungskräfte zwischen den Molekülen nicht mehr wesentlich sind und die eingeleitete Energie in Reibungswärme umgewandelt wurde, geht bei Entlastung die erreichte Verformung nicht in die Ausgangslage zurück. Eine Überlastung des Werkstoffes führt zu einem Streckbruch [5, S.32],[13, S.15 f].

Liegt das Bitumen dagegen innerhalb der sogenannten Gebrauchstemperatur von ca. -20°C bis 40°C vor, sind die rheologischen Eigenschaften von Bitumen nicht mehr nur mit einer Feder oder einem Dämpfer darstellbar (siehe Abbildung 3) [5, S.32]. Rein elastische Werkstoffe zeigen eine lineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung bis zum Bruch, Bitumen weist allerdings auch einen viskosen Verformungsanteil auf. Das bedeutet, dass eine Krümmung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Anfang an auftritt. Der Elastizitätsmodul kann in diesem Fall laut NEROTH und VOLLENSCHAAR als Sekantenmodul (ϵ_0) oder Tangentenmodul (ϵ_1) bestimmt werden (siehe Abbildung 4) [13, S.15].

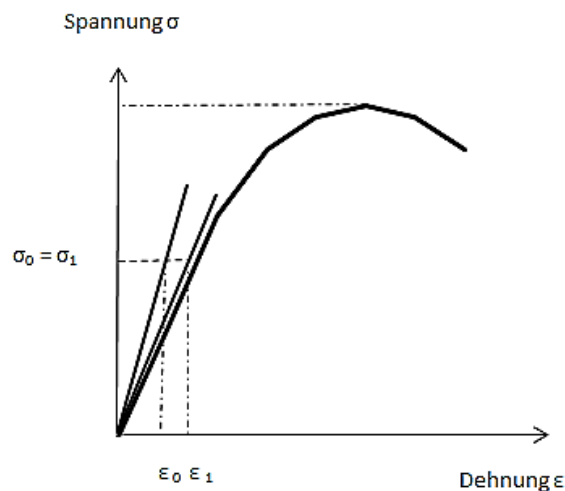


Abbildung 4: Viskoelastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus NEROTH und VOLLENSCHAAR [13, S.15, Bild 1-5]

Um folglich eine möglichst reale mechanische Eigenschaft des Bitumens nachbilden zu können, wird in Abbildung 3 nach HUTSCHENREUTHER [5, S.32ff] zunächst der reinelastische Festkörper durch einen viskoelastischen Festkörper nach KELVIN-VOIGT [19] ersetzt. Durch die Parallelschaltung verlängert sich die Feder nach einer Belastung, der Dämpfer entspannt sich dabei (sogenannte Kriechfunktion) und verursacht in Abhängigkeit von der Belastungsdauer eine viskose Verformung. Die Verformungen der Feder und des Dämpfers können aufgrund der festen Verbindung nur gleichzeitig und mit gleichen Anteilen stattfinden. Diese viskoelastische Eigenschaft eines Festkörpers ist reversibel, die Spannungsanteile teilen sich zunächst auf einen elastischen (Feder) und einen viskosen (Dämpfer) Anteil auf. Sobald allerdings die Lasteinwirkung nicht mehr besteht, hat die Feder des KELVIN-VOIGT-Körpers das Bestreben, in die Ausgangslage zurück zu gelangen. Der Vorgang läuft dabei durch den Dämpfer verzögert ab und kann in Form einer zeitabhängigen e-Funktion zur Ausgangslage zurückkehren. Wird ein Teil der Deformationsenergie jedoch in Reibungswärme umgewandelt, bleibt der viskose Anteil der Gesamtverformung bestehen.

Eine reinviskose Flüssigkeit nach NEWTON kann ebenso in eine elastoviskose Flüssigkeit nach MAXWELL erweitert werden (siehe Abbildung 3). Aufgrund der Reihenschaltung des Dämpfers mit der Feder ist die Verformung irreversibel. Die Feder nimmt die elastische Verformung unmittelbar nach Belastung auf, der Dämpfer jedoch baut diesen elastischen Anteil durch Umwandlung in Reibungswärme in eine plastische Verformung ab (sogenannte Spannungsrelaxation). Dies gilt für wegkontrollierte Versuchsdurchführungen. Die Feder geht nach Entlastung in ihre Ausgangslage zurück, die Deformation des Dämpfers bleibt dabei bestehen. Die Gesamtverformung des Modells nach

MAXWELL setzt sich also aus dem elastischen Verformungsanteil der Feder und dem viskosen Verformungsanteil des Dämpfers zusammen. Je länger die Belastung einwirkt, desto größer ist der Anteil der Kriechverformung und desto größer ist die plastische Verformung [5, S.32 ff],[17, S.100-111]. Für die in Abbildung 3 angezeigten Modelle nach MAXWELL und KELVIN-VOIGT gelten folgende Materialgleichungen [19, S.73 ff]:

$$\dot{\sigma}_M + \frac{E_M}{\eta_M} \sigma_M = E_M \cdot \dot{\varepsilon}_M \quad (\text{Maxwell}) \quad (2.3)$$

$$\dot{\varepsilon}_{KV} + \frac{E_{KV}}{\eta_{KV}} \varepsilon_{KV} = \frac{1}{\eta} \cdot \sigma_{KV} \quad (\text{Kelvin-Voigt}) \quad (2.4)$$

Werden die beiden diskutierten Eigenschaften für viskoelastische Festkörper und elastoviskose Flüssigkeiten in Reihe geschaltet, wird eine komplexe Flüssigkeit nach BURGERS erzeugt (siehe Abbildung 3). Diese Darstellung der rheologischen Eigenschaften von Bitumen in allen relevanten Zustandsbereichen dient zur Erfassung des Kriechverhaltens [5]. Zunächst deformiert sich die Feder sprunghaft infolge der einwirkenden konstanten Belastung, danach deformieren sich verzögert die Reihenschaltung von Dämpfer und Feder und zuletzt erfährt der in Reihe geschaltete Dämpfer eine konstant zunehmende Verformung. Findet wiederum eine Entlastung statt, kehrt die Feder als erstes wieder in ihre Ausgangslage zurück, gefolgt von der verzögerten Parallelschaltung des Dämpfers und der Feder. Nur der in Reihe geschaltete Dämpfer bleibt mit seiner Verformung infolge Energieumwandlung unverändert. Je nachdem, welcher Aggregatzustand vorliegt, verformt sich das Bitumen mit jeweils viskosen und bzw. oder elastischen Anteilen. Für die Reihenschaltung der beiden Modelle zu einem BURGERS-Modell gilt nach VORMWALD und FIEDLER [19, S.73 ff] allgemein:

$$E_M \cdot \left(\ddot{\varepsilon} + \frac{E_{KV}}{\eta_{KV}} \dot{\varepsilon} \right) = \ddot{\sigma} + \left(\frac{E_M}{\eta_M} + \frac{E_M}{\eta_{KV}} + \frac{E_{KV}}{\eta_{KV}} \right) \cdot \dot{\sigma} + \frac{E_{KV} E_M}{\eta_{KV} \eta_M} \cdot \sigma \quad (2.5)$$

$$\text{Wenn } \varepsilon = \varepsilon_M + \varepsilon_{KV} \quad (2.6)$$

$$\text{und } \sigma = \sigma_M = \sigma_{KV} \quad (2.7)$$

Die Kriechfunktion des BURGERS-Modells ergibt sich zu [19, S.73ff]:

$$J(t) = \frac{1}{E_M} + \frac{t}{\eta_M} + \frac{1}{E_{KV}} \cdot \left(1 - \exp\left(-\frac{E_{KV}}{\eta_{KV}} \cdot t\right) \right) \quad (2.8)$$

Steht die aufgebrachte Spannung bzw. Belastung auf das Bitumen fest, kann die zu erwartende Dehnung berechnet werden. Der Dehnungsverlauf infolge bekannter Belastung ist nachfolgend dargestellt [19, S.73 ff].

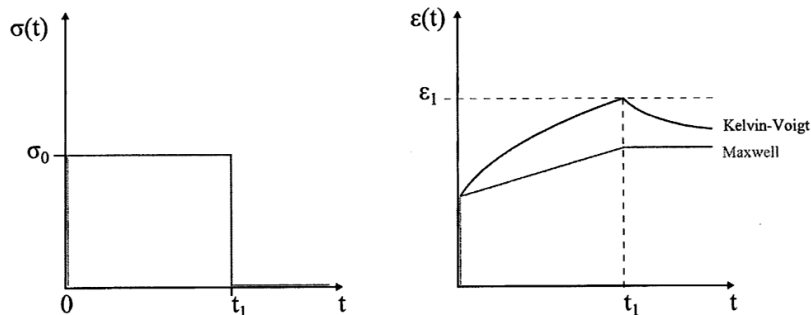


Abbildung 5: Dehnungs-Zeit-Verlauf des BURGER-Modells aus [19, S.120, Abb. 2.90]

SHAN ET AL. [20] zeigen außerdem, dass die Viskoelastizität mithilfe von n parallel geschalteten MAXWELL-Elementen eine gute Annäherung an Versuchsdaten von Asphaltbindemitteln geben kann. Dies gilt vor allem dann, wenn einzelne Temperaturbereiche betrachtet werden. Dieses Modell (siehe Abbildung 6) stellt nach RUST eine allgemein gültige Lösung für die Beschreibung der Viskoelastizität dar [21, S.140 f].

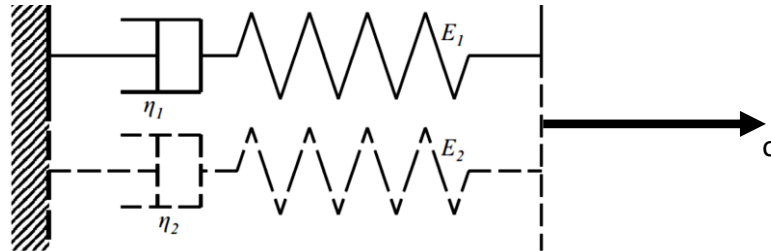


Abbildung 6: Erweitertes Modell zur Beschreibung viskoelastischen Materialverhaltens [21, S.141, Abb.5.17]

Mithilfe einer solchen MAXWELL-Gruppe kann die Relaxationsfunktion $G(t)$ bestimmt werden. Es gilt:

$$G(t) = \sum_{j=1}^n \bar{E}_j \cdot e^{-\frac{t}{\bar{\tau}_j}} \quad (2.9)$$

$\bar{\tau}$ = Relaxationszeit [s]

Die Funktion zeigt damit eine Steifigkeit in Abhängigkeit der Zeit bzw. je Maxwell-Modell. Die Relaxationszeit $\bar{\tau}$ errechnet sich dabei aus:

$$\bar{\tau} = \frac{\eta_j}{E_j} \quad (2.10)$$

Diese Relaxationszeit $\bar{\tau}$ steht für die Zeit, die eine Spannung braucht um auf $1/e$ (36,8%) abzusinken. Daraus ergibt sich, wieviel von der ursprünglichen Spannung nach der vollendeten Relaxation noch bestehen bleibt. Dabei sinkt der Wert in Abhängigkeit von der Zeit auf einen exponential verlaufenden Funktionsanteil seines Ausgangswertes.

Abgesehen von der laut BENEDIX [22] extremen Temperatur- und Zeitabhängigkeit des Bitumens beeinflussen weitere typische Merkmale die Eigenschaft von Asphalt. Bitumen besitzt nach BENEDIX eine sehr geringe Dichte von 1,07 bis 1,10 g/cm³ bei 25°C (ähnlich der von Wasser) und daraus abgeleitet auch eine niedrige Wärmeleitfähigkeit von 0,16 W/mK bei 0-70°C. Bedingt durch die geringe Temperatur- und Feuerbeständigkeit hat Bitumen einen hohen thermischen Ausdehnungskoeffizienten von 6×10^{-4} 1/K und eine niedrige spezifische Wärmekapazität von 1,7 J/gK bei 0°C und 1,9 J/gK bei 100°C. Außerdem weist Bitumen eine gute chemische Beständigkeit gegenüber den meisten anorganischen Säuren und eine gute Witterungsbeständigkeit auf [22, S.419-425].

Wie bereits beschrieben, ist die Viskosität nicht nur von der Temperatur abhängig, sondern auch von der gewählten Bitumenhärte. Eine weichere Bitumensorte (z.B. 50/70) kann besser verdichtet werden und eine bessere Benetzung der Gesteinskörnung bedeuten. Ein härteres Bitumen ist laut VELSKE ET AL. verformungsbeständiger und wird deshalb oft bei fehlendem Widerstand durch ein abstützendes Korngerüst verwendet (z.B. 20/30). Außerdem haftet laut VELSKE ET AL. eine harte Bitumensorte besser an der eingesetzten Gesteinskörnung und ist widerstandsfähiger gegenüber Chemikalien. Die Bitumensorte wird dabei durch die Nadelpenetration nach DIN EN 1426 [23] definiert. Hierbei wird bei 25°C die Eindringtiefe einer Nadel unter Belastung von 100 g und einer Belastungsdauer von 5 s untersucht. Bei der Bitumensorte 50/70 z.B. kann die Nadel 5-7 mm tief in das Bitumen eindringen [12, S.67-96].

2.2.4. Hohlraumgehalt

Der Hohlraumgehalt eines Asphalts ist laut NEROTH und VOLLENSCHAAR [13, S.784ff] maßgeblich für den Widerstand gegen Umwelteinflüsse verantwortlich. Liegt ein geringer Hohlraumgehalt vor, kann wenig Wasser eindringen. Ein größerer Hohlraumgehalt beeinflusst hingegen den Haftverbund zwischen Gesteinskörnung und Bitumen bzw. den Partikeln der Gesteinskörnung negativ. Außerdem verhindert ein dichter Asphalt Abplatzungen im Winter durch volumenvergrößernde Eisbildung und auch das Eindringen von Schmutz. Hinzu kommt, dass ein dichtes Gefüge eine Reaktion mit Sauerstoff reduziert, welche nach RICHTER [24,S.13] eine oxidative Alterung bzw. chemische Verhärtung des Bitumens verursacht. Die Ausführung eines dichten Asphalts hat jedoch auch seine Grenzen. Für Walzasphalte gilt nach NEROTH und VOLLENSCHAAR [13, S.784 ff] ein Mindesthohlraumgehalt von 2 Vol.-%, da sonst durch Nachverdichtungen im Gebrauchszustand eine sogenannte Überfettung einsetzen kann. Dies bedeutet, dass durch einen Bindemittelüberschuss die Kraftübertragung über das Korngerüst der Gesteinskörnung beeinträchtigt werden kann. Liegt ein zu geringer Hohlraumgehalt vor, kann es durch die großen Ausdehnungen des Bitumens zu demselben Effekt kommen [13, S.784 ff]. Für Befestigungen in Asphalt ist es daher auch wichtig, eine mögliche Verdichtung der Porenräume durch einwirkende Belastungen zu betrachten. Liegen im Asphalt große Poren im Makrobereich vor, werden diese früher komprimiert, als kleine Poren im Mikrobereich.

2.3. Innere Einflussfaktoren ausgewählter Asphaltarten

2.3.1. Vorbemerkungen

Durch die Wahl der Zusatzstoffe können bestimmte Werkstoffeigenschaften gesteuert werden, daher ist die gewählte Asphaltart ausschlaggebend für das Tragverhalten eines Dübels. Die Wahl dieser Zusatzstoffe beeinflusst zum einen die Verarbeitbarkeit, zum anderen aber auch die Gebrauchseigenschaften. In diesem Kapitel werden der Einfluss des Tragverhaltens am Beispiel von ausgewählten Asphaltarten und der Einfluss eventueller Schichtgrenzen diskutiert.

Es ist überaus wichtig, nicht nur die geplante Leistung, sondern insbesondere die Qualität der tatsächlich ausgeführten Arbeit in der Praxis zu betrachten. Theoretisch geforderte Randbedingungen sind unter Umständen nicht immer ausreichend genau eingehalten und sollten daher einer Eignungsprüfung unterzogen werden. Auf diese Weise kann eine Beurteilung des Asphalts für eine mögliche Befestigung in Asphalt erfolgen. Zu den wichtigsten Einflussfaktoren, welche vor dem Einsatz einer Schraube untersucht werden sollten, gehören die tatsächliche Dichte des Asphalts, die tatsächlichen Schichtgrenzen und der Schichtenverbund.

2.3.2. Einfluss der Werkstoffzusammensetzung und Verarbeitung

Für die Analyse der Werkstoffzusammensetzung sollen drei unterschiedliche Asphaltdeckschichten mit verschiedenen Konzepten in Bezug auf den Lastabtrag infolge stoßartiger Belastung untersucht werden: Gussasphalt, Splittmastix und Asphaltbeton. Der Lastabtrag bezieht sich auf die in Kapitel 2.2 vorgestellten Mechanismen. Zur Bewertung des Tragverhaltens dieser Asphaltarten infolge Stoßbelastung, wird - analog zur Vorgehensweise im Bereich des Schallschutzes - das Potential der Umwandlung von Deformationsenergie betrachtet. Diese beschreibt die Schwingungsfähigkeit eines Systems.

Im Schallschutz werden laut WILLEMS und SCHILD Schallübertragungen vereinfachend über zweischalige Masse-Feder-Masse-Systeme gedämpft. Ein zweischaliges System besteht beispielsweise aus zwei Mauerwerksschalen mit einer Kerndämmung als elastische Feder [22, S.83 ff]. Zusätzlich zur elastischen Schwingungsfähigkeit ist laut MEZGER [18, S.107 f] die Viskosität der

wichtigste Faktor für die Aufnahme und vor allem für die Umwandlung der einwirkenden Deformationsenergie. Im Schallschutz spielt nicht nur die Elastizität, sondern vor allem die Viskoelastizität eine Rolle. Dies wird bei der Betrachtung der üblicherweise als Lagerung zwischen zwei Wandschalen eingesetzten Baustoffe wie beispielsweise Gummi, weiche Korkplatten, Schaumplatten oder Sand [26, S.24] deutlich. Alle diese Werkstoffe besitzen einen viskosen Wirkungsanteil. Dieser sorgt für die Umwandlung einer auf das Bauteil einwirkenden Schwingung in Wärme durch innere Reibung. Liegt ein ausgeglichener elastischer und viskoser Anteil im Werkstoff vor, können die auftretenden Schallwellen bzw. die stoßartige Belastung bestmöglich durch Umwandlung in Reibungswärme absorbiert werden. Die Einschätzung der Viskoelastizität der jeweiligen Asphaltart kann eine qualitative Einschätzung der Verformung und Lasthöhe im Vergleich ermöglichen. Beispielshaft sind nachfolgend in Abbildung 7 drei Asphaltarten angegeben.



Abbildung 7: Strukturaufbau von Asphaltbeton, Gussasphalt und Splittmastixasphalt, aus DÖRSCHNER und SCHÄFER [27, S.5]

Laut NEROTH und VOLLENSCHAAR wird Asphaltbeton (siehe Abbildung 7, links) mit einer abgestuften Gesteinskörnung hergestellt [13, S.780 ff.]. Durch die hierdurch erreichte hohe Packungsdichte mit geringem Hohlraumgehalt und guter Kornverzahnung ist ein vergleichbar niedriger Bitumengehalt möglich. Durch dieses entsprechend steife Korngerüst wird die einwirkende Belastung über Reibung bzw. Schubübertragung zwischen den Gesteinskörnern abgetragen. Asphaltbeton ist das im Straßenbau mit Ausnahme von Autobahnen und bestimmten Schnellstraßen am häufigsten eingesetzte Material [28]. Als Belastung für Befestigungen in Asphalt werden vor allem stoßartige Belastungen infolge eines Anpralls durch Fahrzeuge erwartet. Durch die geringe mechanische Schwingungsfähigkeit des inflexiblen Systems und den geringeren Bitumengehalt wird die Verformung infolge einer stoßartigen Belastung erwartungsgemäß bereits bei vergleichsweise geringer Lasthöhe plastisch sein. Die einwirkende Deformationsenergie kann durch Reibung bzw. Verschiebung zwischen den Gesteinskörnern in Reibungswärme umgewandelt werden, dies stellt sich durch das steife Gerüst früher ein als z.B. bei einem Splittmastixasphalt.

Der Splittmastixasphalt besitzt nach NEROTH und VOLLENSCHAAR durch die eingestellte Ausfallkörnung einen hohen Anteil an gebrochenem Größtkorn und einen hohen Bindemittelgehalt [13, S.780ff.]. Diese Deckschicht hat durch den höheren Bitumen- und Hohlraumgehalt eine erhöhte Flexibilität bzw. mechanische Schwingungsfähigkeit und demgemäß eine vergleichbar höhere Verformungsbeständigkeit auch für große Temperaturgradienten [29]. Lasten liegen im Splittmastixasphalt über das abstützende Korngerüst daher bei gleichem Lastniveau im Vergleich zum Asphaltbeton noch im reversiblen Bereich. Die plastische Verformung stellt sich später ein, da der erhöhte Hohlraumgehalt größere Verschiebungen zulässt.

Gussasphalt besteht laut NEROTH und VOLLENSCHAAR nur aus den Phasen Gesteinskörnung und Bindemittel und ist praktisch hohlraumfrei. Da hier kein abstützendes Korngerüst vorliegt (siehe Abbildung 7), müssen hier nach [30] ein härteres Bitumen und mehr Füller im Vergleich zum Walzasphalt (z.B. Splittmastixasphalt oder Asphaltbeton) eingesetzt werden. Gussasphaltschichten finden sowohl im Straßenbau als auch im Brückenbau als Abdichtung Verwendung [31]. Das Eindringverhalten von wassergefährdenden Flüssigkeiten kann hier in Anlehnung an die DAfStb-Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton und das Wasserhaushaltsgesetz beurteilt werden (siehe Kapitel 3.3, [32] und [4]). Deckschichten aus Gussasphalt stellen ein schwingungsfähiges und dichtes System dar. Durch das hier verwendete härtere Bitumen liegt eine

geringere Viskosität vor. Allerdings ist durch das fehlende abstützende Korngerüst die Aufnahme von Lasten im elastischen Bereich erwartungsgemäß geringer.

Abgesehen von Asphaltdeckschichten müssen auch Asphaltbinder und Asphalttragschichten für das Tragverhalten von Befestigungen in Asphalt theoretisch erfasst werden, da Verankerungstiefen bis in die untere Asphalt-Tragschicht hineinreichen können (siehe Abbildung 8).

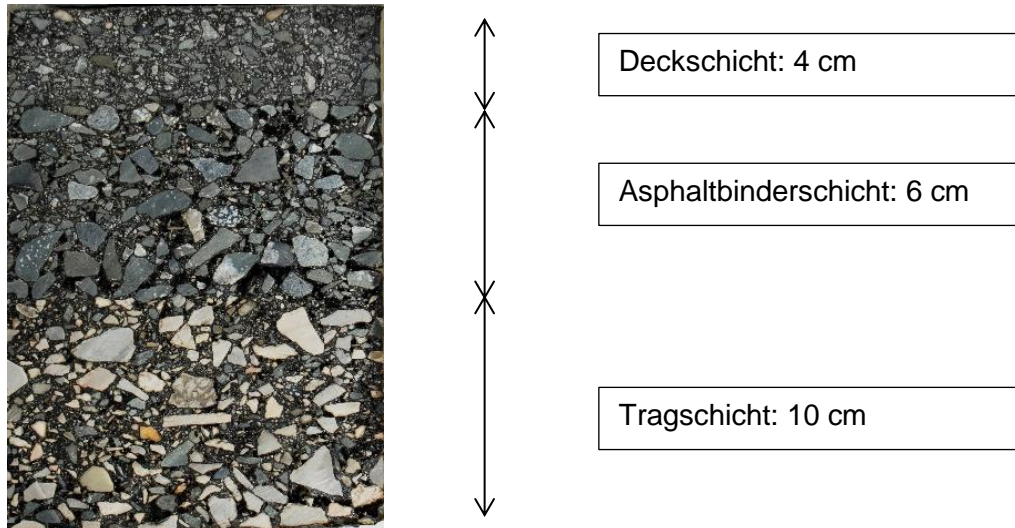





Abbildung 8: Schichtaufbau

Asphaltbinderschichten kommen laut VELSKE ET AL. zum Einsatz, wenn erhöhte Belastungen auf die Straße einwirken. Diese sogenannte Ausgleichsschicht soll eine Verbindung zwischen der oberen Deckschicht und der unteren Tragschicht herstellen. Schubbeanspruchungen durch Verkehrsbelastungen sollen so laut NEROTH und VOLLENSCHAAR besser abgeleitet werden und entsprechend die Verformungsbeständigkeit des Systems erhöhen [13, S.780 ff]. Laut VELSKE ET AL. wird für die Asphaltbinderschicht ein abstützendes Korngerüst durch einen hohen Anteil an Grobkorn erreicht. Je höher die zu erwartende Belastung ist, desto höher soll laut VELSKE ET AL. die Steifigkeit des Bitumens liegen. Asphalttragschichten dienen zur Lastverteilung in den Untergrund. Hierfür müssen Unebenheiten im Boden kompensiert werden. Somit kann, falls erforderlich, unterschiedliches Tragverhalten im Untergrund ausgeglichen werden [13, S.885].

Wichtig für die Einschätzung der Werkstoffeigenschaften des Asphalts sind also die genaue Betrachtung des Porenvolumens, der Korngrößenverteilung der Gesteinskörnung, der Bitumenhärte und des Bitumengehaltes. Diese Eigenschaften wirken sich auf die Dichte bzw. auf das Tragverhalten von Befestigungen in Asphalt aus. Ein steifes System verformt sich infolge einer stoßartigen Belastung auf die Befestigung erwartungsgemäß früher plastisch als ein schwingungsfähigeres System. Das schwingungsfähigere System mit Ausfallkörnung und höherem Bitumenanteil überträgt demnach höhere Belastungen und verformt sich im Vergleich eher elastisch. Je größer allerdings die Poren im System sind, desto früher werden sie infolge einer Belastung verdichtet. Kleine Poren können eher einer Kompression widerstehen und dadurch die aufnehmbare Last erhöhen. Außerdem ist ein weiches Bitumen im Vergleich zu hartem Bitumen weniger verformungsbeständig unter stoßartiger Belastung.

Tabelle 1: Vergleich des Lastabtrags zwischen Asphaltbeton, Splittmastixasphalt und Gussasphalt nach PARTL [33]

			
	Asphaltbeton	Splittmastixasphalt	Gussasphalt
Charakteristisch	Dichtes bzw. steifes Gefüge	Elastisches Gefüge durch Ausfallkörnung	Lockeres Gefüge
Maßgebender Einfluss	Reibung zwischen Gesteinskörnern	Abstützung zwischen Gesteinskörnern	Bindemittel
Maßgebendes Verhalten	Plastisch	Elastisch	Viskos

Die Verarbeitung des zusammengesetzten Werkstoffes auf der Baustelle ist ausschlaggebend für die wahre Dichte im eingebauten Zustand. Verhindert eine unzureichende Verdichtung die Abstützung zwischen den Gesteinskörnern, sind Lasten nur ungenügend übertragbar. Um eine Bemessung für Befestigungen in Asphalt möglich zu machen, sollte dieser Einflussfaktor möglichst einfach bestimmt werden können.

2.3.3. Einfluss der Schichtgrenzen

In Abbildung 8 ist der Schichtenaufbau von Asphaltsystemen beispielhaft dargestellt. Dieser Schichtenaufbau wird allerdings in Abhängigkeit von der zu erwartenden Belastung unterschiedlich ausgeführt. Liegen hohe Belastungen vor, wird zwischen der Deckschicht und der Tragschicht eine Asphaltbinderschicht eingesetzt. Ein ebenso wichtiger Einfluss ist die in der Praxis vorkommende Variation des Aufbaus der Schichtdicken infolge des Einbaus. Diese Schichtdicken werden infolge Herstellung und Verdichtung in der Regel nicht flächendeckend mit konstanter Dicke hergestellt. Dies kann dazu führen, dass die eingesetzte Befestigung in unterschiedlichen Schichten verankert wird. Der Lastabtrag der Befestigungen in Asphalt erfolgt entlang der Einbindetiefe in die einzelnen Schichten. Dabei soll eine Schädigung der Deckschicht möglichst verhindert werden, um eine Dichtfunktion weiterhin gewährleisten zu können. In sogenannten LAU-Anlagen findet das Lagern, Abfüllen und Umschlagen von wassergefährdenden Stoffen statt. Hier ist es wichtig, experimentell zu untersuchen, ob der Lastabtrag maßgeblich über die Tragschicht erfolgt oder eine Gefährdung der abdichtenden Deckschicht besteht. In der Theorie der Befestigungstechnik wird laut MALLÉE [30, S.80 f] für die Bemessung eine konstante Spannungsverteilung auf das Gewinde der Schraube angesetzt.

2.3.4. Einfluss des Schichtenverbundes

Für die Befestigungstechnik sind die Schichtdicken maßgeblich für das Tragverhalten einer Befestigung. Laut ETAG 001 Anhang A [34, S.4] gilt es, die Mindestdicke eines Verankerungsgrundes doppelt so groß wie die Verankerungstiefe h_{ef} zu wählen. Dies verhindert ein Spaltversagen des Bauteils und wird im Zuge von Zulassungsversuchen produktabhängig untersucht (siehe Kapitel 2.5). Auch bei Einhaltung der Schichtdicke kann es infolge Zugbelastung des Befestigungsmittels zu Spalten des Bauteiles kommen, falls der Schichtenverbund nicht ausreichend ausgeführt ist. Ein ordnungsgemäß ausgeführter Schichtenverbund muss aus diesem Grund gewährleistet sein. Nicht nur für die Befestigungstechnik sondern auch für die Lebensdauer von Asphalt ist ein fortwährender Schichtenverbund ausschlaggebend. WANG ET AL. [36] liefern eine Validierung der Qualität von unterschiedlich hergestelltem Schichtenverbund über ein Schertestgerät und schlagen eine Methode zur Herstellung eines verbesserten Verbunds vor.

2.4. Äußere Einflussfaktoren ausgewählter Asphaltarten

2.4.1. Vorbemerkungen

Ausschlaggebend für die Werkstoffeigenschaften des Asphalts ist seine Temperatur, die durch solare Einstrahlung, ausgehend von der exponierten Oberfläche, stark erhöht werden kann. Es ist von Bedeutung, beurteilen zu können, wie warm ein Asphaltaufbau in Abhängigkeit von der Tiefe werden kann, um den Einfluss auf eine Befestigung und ihre Umgebung zu verstehen. Hierfür ist es wichtig zu erkennen, welche Transportmechanismen wirksam sind. Die Werkstoffzusammensetzung und ihr Einfluss sind dabei ebenfalls zu beachten. Außerdem sind hygrische Einflüsse, welche Abplatzungen durch Volumenvergrößerungen verursachen können, zu berücksichtigen. CHEN ET AL. zeigen in einer experimentellen Studie, dass große Gesteinskörnungen durch den Einfluss auf die Wärmeleitfähigkeit vorteilhaft bei hohen Temperaturen sind, allerdings sinkt dieser Effekt ab einer Größe des Maximalkorns von 20 mm bei Asphaltbeton [37].

Einen weiteren verändernden äußeren Einfluss auf die Werkstoffeigenschaften übt der Alterungsprozess des Bitumens aus. Durch den Alterungsprozess verhärtet sich der Werkstoff, die Viskosität nimmt ab und verändert die Werkstoffeigenschaften im Vergleich zur Ausgangssituation. Dieser Einfluss muss für Befestigungen in Asphalt berücksichtigt und ebenso wie der Schichtenverbund überprüft werden. ALAVI ET AL. [38] zeigen durch Versuche den Einfluss von Oxidation auf die Rissanfälligkeit von Asphalt.

Abgesehen von den Umwelteinflüssen sind ebenso die Art, die Geschwindigkeit und die Dauer der Belastung von Wichtigkeit und werden in diesem Kapitel beschrieben und diskutiert. Um die Schädigungsfreiheit des Verankerungsuntergrundes unter den verschiedensten Belastungseinwirkungen gewährleisten zu können, ist es notwendig, die Möglichkeiten zur Untersuchung bzw. einer Reparatur des Untergrundes zu erarbeiten.

2.4.2. Physikalische und chemische Umwelteinflüsse und ihre Transportmechanismen

Thermische Umwelteinflüsse

Die Übertragung von Energie unterliegt unabhängig vom jeweiligen Mechanismus den Gesetzen der Thermodynamik. Zur Beschreibung dieses Transports wird ein abgeschlossenes System betrachtet (siehe Abbildung 9 nach HERWIG und MOSCHALLSKI [38, S.3-6]). Zu unterscheiden ist dabei der Begriff entropiebehaftet von entropielos. Entropiebehaftet sind alle Zustandsänderungen, die sich durch einen Energietransport einstellen. Dabei bezieht sich die Entropie nur auf die Erwärmung oder die Abkühlung infolge des Transports über eine Systemgrenze.

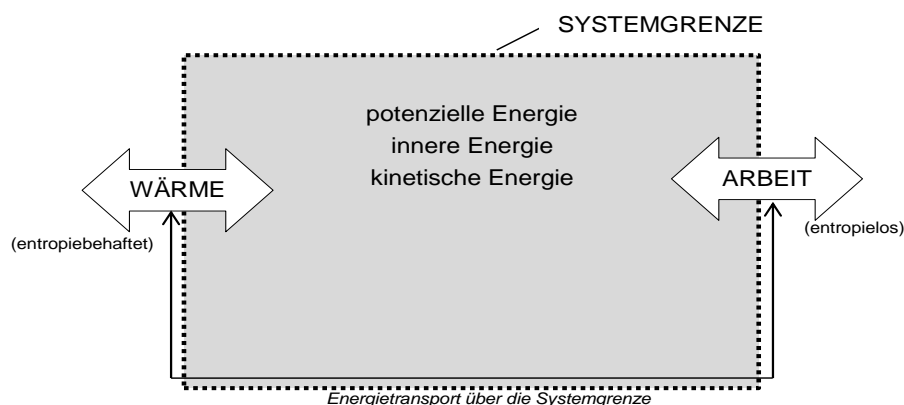


Abbildung 9: Energietransport über eine Systemgrenze nach HERWIG und MOSCHALLSKI [38, S.3, Bild 2.1]

Der Energietransport in ein geschlossenes System wird durch einen Energiepotentialunterschied hervorgerufen. Der Transport verläuft dadurch ausgleichend vom großen zum kleinen Potential. Der ausgelöste potentialausgleichende Energietransport verursacht eine Erhöhung der Energie im betrachteten System. Infolge dieser Energieerhöhung und der daraus resultierenden erhöhten kinetischen Energie der Moleküle findet eine Erwärmung des Systems statt. Je wärmer ein Werkstoff desto höher ist die kinetische Energie seiner Moleküle und desto größer ist der Radius der Schwingung um die Ruhelage. Expandiert nun infolge dessen das Volumen im Inneren der Systemgrenze auf Grund seiner Erwärmung, verrichtet es Arbeit gegen den äußeren Druck außerhalb dieser Grenze. Wärme ist dabei keine Zustands-, sondern eine Prozessgröße. Demzufolge ist Wärme eine Energietransportform über eine Systemgrenze, verursacht durch eine Temperaturdifferenz. Bei der Energieübertragung gilt der sogenannte Energieerhaltungssatz, es kann keine Energie verloren gehen [38, S.3-6].

Wärme ist ein Energietransport, der über Wärmeleitung, Konvektion und Wärmestrahlung übertragen werden kann. Die Natur ist dabei bestrebt, einen vorhandenen Potentialunterschied wieder auszugleichen. Wärmeleitung findet statt, wenn Molekülzusammenstöße Energie weiterleiten, ohne makroskopische Bewegungen auszuführen und ohne dass ein Materialtransport stattfindet. Liegt also ein Temperaturgefälle in einem Feststoff vor, findet laut WILLEMS innerhalb des Feststoffanteils Wärmeleitung statt. Zusätzlich zur Wärmeleitung laufen in porösen Werkstoffen nach WILLEMS auch weitere Transportmechanismen innerhalb der Poren ab [39, S.35-40].

Um eine möglichst geringe Wärmeleitfähigkeit eines Stoffes zu erlangen, setzt die Dämmstoffindustrie daher auf möglichst kleine Poren. Dadurch soll die Energieübertragung innerhalb der Pore über Konvektion und Strahlung minimiert werden. Auch die Wärmeleitung innerhalb mit Wasser gefüllter Poren reduziert sich durch die Anzahl an eindringenden Wassermolekülen. Kann lediglich ein einzelnes Wassermolekül in eine Pore eindringen, kann es sich nicht mit anderen Wassermolekülen infolge einer Abkühlung zu einem Tropfen verbinden. Hochporöse Aerogele haben durch diese Eigenschaft der möglichst kleinen Poren im Gegensatz zu den üblicherweise eingesetzten Dämmstoffen eine wesentlich niedrigere Wärmeleitfähigkeit [41]. Abbildung 10 zeigt eine Darstellung der in porösen Werkstoffen stattfindenden Transportmechanismen.

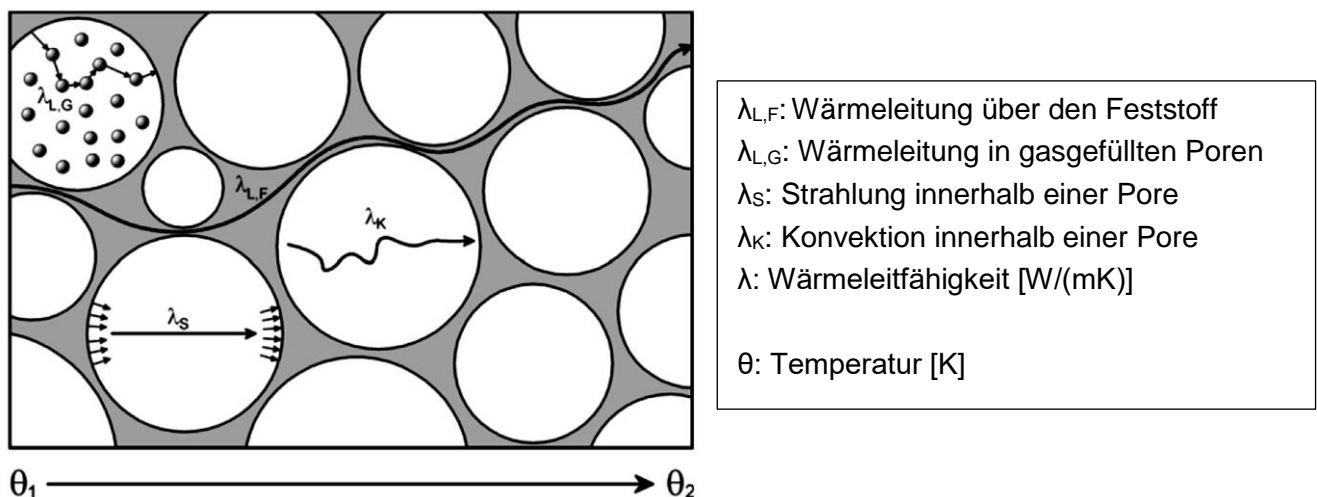


Abbildung 10: Wärmetransportmechanismen in einem porösen Feststoff nach WILLEMS [40]

Die gemessene Wärmeleitung eines porösen Feststoffes setzt sich laut WILLEMS (siehe Abbildung 10) aus den Anteilen der Wärmeleitung über den Feststoff ($\lambda_{L,F}$), der Wärmeleitung im gasgefüllten Porenraum ($\lambda_{L,G}$), der innerhalb einer Pore übertragenen Strahlung (λ_S) und der innerhalb einer Pore übertragenen Konvektion (λ_K) zusammen. Ausschlaggebend für die Wärmeleitfähigkeit ist also die Porengrößenverteilung in einem Feststoff bzw. grob betrachtet die Rohdichte, die wie folgt definiert ist:

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (2.11)$$

m = Masse [kg]
 V = Volumen des porösen Feststoffs einschließlich der darin enthaltenen Poren [m³]

In Abhängigkeit von der Rohdichte ρ kann der Einfluss der Strahlung und Konvektion innerhalb einer Pore auf die Wärmeleitfähigkeit nach WILLEMS genauer betrachtet werden [40].

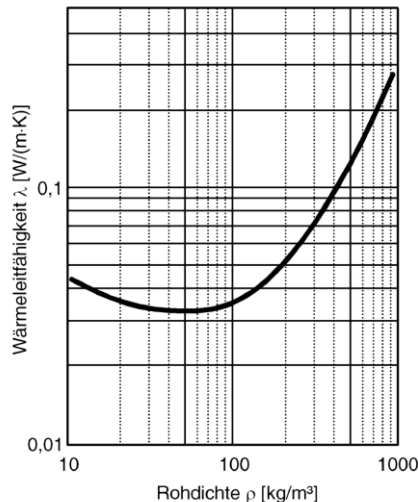


Abbildung 11: Einfluss der Rohdichte auf die Wärmeleitfähigkeit nach WILLEMS [39, S.35, Bild 2.1-1]

Je größer die Rohdichte und somit der Feststoffanteil ist, desto höher ist ab etwa 100 kg/m³ die Wärmeleitfähigkeit (siehe Abbildung 11). Dämmstoffe sollten mit ihrer Rohdichte zwischen 20 kg/m³ und 100 kg/m³ liegen, um eine möglichst geringe Wärmeleitfähigkeit zu gewährleisten. Liegt die Rohdichte unter 20 kg/m³, erhöht sich die Wärmeleitfähigkeit, weil innerhalb der Poren Wärme über Konvektion und Strahlung vermehrt transportiert werden kann. Da Asphalt eine weitaus höhere Rohdichte als 20 kg/m³ und einen vergleichsweise niedrigen Hohlraumgehalt besitzt, kann eine Wärmeübertragung durch Konvektion und Strahlung innerhalb des Werkstoffes für die Berechnung der Temperaturverteilung vernachlässigt werden. Dies gilt vereinfacht nur für die gewählten und bereits beschriebenen Asphaltarten Asphaltbeton, Splittmastixasphalt und Gussasphalt (siehe Kapitel 2.3). Ein Gussasphalt besteht indes nur aus den zwei Phasen Gesteinskörnung und Bitumen, Luftporen sind praktisch keine enthalten.

Der maßgebliche Wärmetransport im Asphalt findet demgemäß ausschließlich über die Wärmeleitung statt (Gl. 2.12), die Messung der Wärmeleitfähigkeit kann z.B. mittels eines Plattenmessgerätes erfolgen. Je nach Höhe des Wärmedurchlasswiderstandes eines Bauteils wird laut WILLEMS die Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit nach DIN EN 12664, DIN EN 12667 oder DIN EN 13939 vorgenommen [40]. Die Messungen in der vorliegenden Arbeit wurden am Einplatten-Wärmeleitfähigkeitsmessgerät λ -Meter EP500 durchgeführt. Dieses Gerät misst den Energiestrom durch eine Probe und berechnet daraus in Abhängigkeit von der Plattendicke die Wärmeleitfähigkeit.

Der Ausgleich unterschiedlicher Energiepotentiale innerhalb eines Feststoffes wird also bewirkt, indem stark schwingende Moleküle ihre Energie an benachbarte Moleküle infolge eines Zusammenstoßes weiter geben, bis der Potentialausgleich abgeschlossen ist [42]. Die Schwingungen infolge Energieerhöhung werden um eine Ruhelage herum ausgeführt, der Energietransport verläuft dabei vom hohen Potential zum niedrigeren Potential. Unterhalb einer Temperatur von 0 K bzw. -273,15°C gibt es keine Bewegung der Moleküle mehr, hier liegt keine kinetische Energie mehr vor. Für den flächenbezogenen Wärmestrom \dot{Q} durch Wärmeleitung gilt nach MESCHÉDE [43]:

$$\dot{Q} = \lambda \cdot \frac{\theta_1 - \theta_2}{\Delta x} \cdot A_0 \quad (2.12)$$

λ	=	Wärmeleitfähigkeit	[W/(mK)]
A_0	=	wärmeübertragende Fläche	[m ²]
$\theta_1 - \theta_2$	=	Temperaturgefälle	[K]
Δx	=	durchströmter Weg in x-Richtung	[m]

Der Wärmestrom durch Wärmeleitung findet infolge eines Temperaturgradienten innerhalb einer Materie von warm nach kalt statt. Die Wärmestromdichte q berechnet sich nach FOURIER für den eindimensionalen Fall wie in Gleichung 2.13 beschrieben. Das negative Vorzeichen bei λ soll dabei darauf hinweisen, dass der Wärmestrom immer in Richtung des abnehmenden Potentials verläuft [39].

$$q = -\lambda \operatorname{grad} \theta \quad (2.13)$$

Die Transportmechanismen innerhalb eines Werkstoffes lassen sich, wie bereits beschrieben, in Wärmeleitung, Konvektion und Wärmestrahlung aufteilen. Der Energietransportmechanismus erfolgt bei Wärmeleitung und Konvektion über Molekülzusammenstöße innerhalb einer Materie, die Wärmestrahlung kann sich dagegen auch ohne Materie im Vakuum einstellen [44]. Dies geschieht beispielsweise in luftgefüllten Poren eines Stoffs. Der Unterschied zwischen Wärmeleitung und Konvektion ist dabei, dass Konvektion einer Strömung unterliegt und Energie über Mitführung von Materie transportiert. Die Wärmeleitung ereignet sich im Gegensatz dazu durch Zusammenstöße der benachbarten Moleküle im mikroskopischen Bereich und nicht durch freie makroskopische Bewegungen. Deshalb findet im Feststoff eine reine Wärmeleitung zwischen den gebundenen Teilchen statt, im Gegensatz zu den Fluiden bzw. Gasen in den Poren (siehe Abbildung 10).

Um die Temperaturverteilung im Asphalt zu analysieren, muss nicht nur der Werkstoff an sich betrachtet werden, sondern auch die Umgebungsluft. Die Luftmoleküle bewegen sich laut CZESLIK ET AL. frei im Raum [45]. Je intensiver sie die sogenannte Brown'sche Molekularbewegung ausführen, desto höher ist ihre kinetische Energie bzw. desto wärmer sind sie. Bei einem Potentialunterschied in einem Fluid oder Gas entsteht laut VON BÖCKH durch Dichteunterschiede eine Strömung [44]. Reine Wärmeleitung ohne Konvektion kann hier nur begrenzt stattfinden, sie erfolgt im geringen Maß durch Molekülzusammenstöße benachbarter Teilchen im mikroskopischen Bewegungsbereich. Dies bedeutet folglich, dass die durch Stöße weitergeleitete Energie hauptsächlich über Konvektion (also Wärmemitführung) transportiert wird [44]. In den Übergangsbereichen, also in der oberflächennahen Zone, kommt es nach STEPHAN allerdings zu Puffern, in denen durch einen Temperaturgradienten Wärmeleitung stattfindet. In dieser oberflächennahen Zone wird die Luft als bewegungslos angesehen. Die Größe des Puffers ist dabei von der Höhe des Potentialunterschieds abhängig. Je größer der Gradient ist, desto größer ist auch die zum Ausgleich benötigte oberflächennahe Pufferzone [46].

Konvektion kann erzwungen oder frei stattfinden. Im Rahmen dieser Arbeit ist die freie Konvektion für die Berechnung der Temperaturverteilung im Asphalt relevant. Dies bedeutet, dass Wärme durch Molekülzusammenstöße über natürliche Konvektion zu einem Körper hin oder von einem Körper weg transportiert wird. Die in Bodennähe befindliche Luft besitzt dabei in der Regel auch die größte Dichte und den größten Luftdruck, da die Luftmassen über ihr eine Verdichtung bewirken. Liegt jedoch eine Temperaturerhöhung vor, dehnt sich die Luft durch den Anstieg der kinetischen Energie aus und steigt nach oben. Diese Ausdehnung resultiert aus der fehlenden Anziehungskraft der Moleküle infolge größerer kinetischer Bewegung. Für den Wärmeübergang bzw. flächenbezogenen Wärmestrom \dot{Q} infolge Konvektion gilt [40]:

$$\dot{Q} = h_k \cdot A_0 \cdot (\theta_o - \theta_u) \quad (2.14)$$

h_k	=	konvektiver Wärmeübergangskoeffizient	[W/(m²K)]
A_0	=	wärmeübertragende Oberfläche	[m²]
θ_o	=	Oberflächentemperatur	[K]
θ_u	=	Umgebungstemperatur	[K]

Mithilfe des Wärmeübergangskoeffizienten kann der Wärmestrom aus der Umgebung in ein Bauteil hinein berechnet werden. Wie viel Wärme ein Körper an seine Umgebung abgibt, ist ebenfalls von der Umgebungstemperatur und der Feuchtigkeit abhängig. Je größer der Potentialunterschied zwischen Luft und Bauteil ist, desto schneller findet der Ausgleich statt. Da die in Kapitel 3.4 beschriebene Asphaltsschicht eine Dichtschicht ist, kann der Einfluss der Feuchte vernachlässigt werden.

Für den konvektiven Wärmeübergangskoeffizienten h_k an horizontalen Bauteilen gilt [42]:

$$h_k = \frac{Nu \cdot \lambda}{l} \quad (2.15)$$

Nu	=	Nußelt-Zahl	[-]
l	=	charakteristische Länge	[m]
λ	=	Wärmeleitfähigkeit	[W/(mK)]

Die Nußelt-Zahl Nu gibt hierbei an, um welchen Faktor ein strömendes Medium besser Energie leitet als ein ruhendes Medium. Für ein ruhendes Medium ist $Nu = 1$. Die charakteristische Länge berechnet sich nach WILLEMS in Abhängigkeit von den Abmessungen des zu betrachtenden Bauteils [42]:

$$l = \frac{L \cdot B}{2(L+B)} \quad (2.16)$$

L	=	Länge des Bauteils	[m]
B	=	Breite des Bauteils	[m]

Die Nußelt-Zahl wird in Abhängigkeit von der vorliegenden Strömungsrichtung berechnet. Es gilt nach WILLEMS [42]:

$$Nu = 0,155 \cdot Ra^{0,333} \quad (2.17)$$

Ra	=	Rayleigh-Zahl	[-]
------	---	---------------	-----

Die Gleichung 2.15 gilt für einen nach oben gerichteten Wärmestrom. In diesem Fall steigt die am horizontalen Bauteil anliegende Luft infolge Erhitzung nach oben. Die Rayleigh-Zahl in Gleichung 2.17 lässt sich laut WILLEMS mit Gleichung 2.18 berechnen [42]:

$$Ra = \frac{g \cdot \Delta\theta \cdot l^3 \cdot Pr}{(\theta_u + 273) \cdot \nu^2} \quad (2.18)$$

g	=	Erdbeschleunigung	[9,81 m/s²]
-----	---	-------------------	-------------

$\Delta\theta$	=	Temperaturdifferenz	[K]
Pr	=	Prandtl-Zahl	[-]
θ_u	=	Umgebungstemperatur	[K]
ν	=	kinematische Viskosität	[m ² /s]

Die Rayleigh-Zahl dient der Zusammenfassung des Produktes aus Grashof-Zahl und Prandtl-Zahl. Die Grashof-Zahl ist das Verhältnis der Viskosität zur Auftriebskraft im Fluid. Der Antrieb der Strömung, die in Abhängigkeit vom vorhandenen Temperaturunterschied verschieden schnell verlaufen kann erfolgt hier durch die Auftriebskraft. Die Prandtl-Zahl ist dagegen das Verhältnis zwischen kinematischer Viskosität ν und der Temperaturleitfähigkeit $a = \frac{\lambda}{\rho c_p}$ (Gleichung 2.18). Mit diesen Kennzahlen können Strömungen durch thermische Konvektion abgeschätzt werden (siehe Abbildung 12) [43], [42].

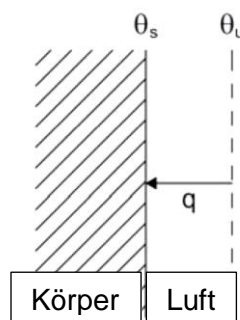


Abbildung 12: Konvektive Wärmeübertragung aus WILLEMS [42]

Die Prandtl-Zahl lässt eine Einschätzung der oberflächennahen Zone θ_s - θ_u , also die Dicke der Temperaturgrenzschicht und des Gradienten zu (siehe Abbildung 12). Es gilt laut WILLEMS für die Prandtl-Zahl [42]:

$$Pr = \frac{\eta \cdot c_p}{\lambda} = \frac{\nu}{a} \quad (2.19)$$

η	=	dynamische Viskosität	[kg/(ms)]
c_p	=	spezifische Wärmekapazität	[J/(kgK)]
λ	=	Wärmeleitfähigkeit	[W/(mK)]
ν	=	kinematische Viskosität	[m ² /s]
a	=	Temperaturleitfähigkeit	[m ² /s]

Typische Werte für den konvektiven Wärmeübergangskoeffizienten h_k als zweiten der o.g. Transportmechanismen liegen nach STEPHAN für eine freie Konvektion der Luft zwischen 2 und 25 W/m²K [46].

Der Transportmechanismus Wärmestrahlung kann im Gegensatz zu den wärmeleitungs- und konvektionsbasierten Mechanismen ohne Materie erfolgen. Dieser Mechanismus wird hervorgerufen, wenn zwei Oberflächen unterschiedlicher Temperatur den Strahlungsvorgang zum Potentialausgleich auslösen [41, S.3-40]. Ein idealisierter schwarzer Körper absorbiert 100 Prozent der einfallenden Strahlung. Ein realer Körper jedoch absorbiert nur einen Teil der Strahlung. Der Absorptionsgrad hängt hier von der jeweiligen Wellenlänge und der Bestrahlungsstärke ab, für kurz- oder langwellige Strahlung ist er in der Regel unterschiedlich. Laut KABELAC und VORTMEYER gilt für den Absorptionsgrad wie im VDI-Wärmeatlas beschrieben [47]:

$$a(T) = \frac{1}{E} \int_0^{\infty} \alpha_{\lambda}(\lambda, T) E_{\lambda}(\lambda) d\lambda \quad (2.20)$$

E	=	Bestrahlungsstärke	[W/m ²]
α_{λ}	=	spektraler Absorptionsgrad in Abhängigkeit der Wellenlänge und Temperatur	
E_{λ}	=	spektrale Bestrahlungsstärke in Abhängigkeit der Wellenlänge	[W/m ²]

Der spektrale Absorptionsgrad und die spektrale Bestrahlungsstärke sind in dieser Berechnung die Summe aller wellenlängenabhängigen Werte und stellen als Absorptionsgrad einen Gesamtwert über alle Wellenlängen dar. Laut BAEHR und STEPHAN gilt für Asphalt und seinen Absorptionsgrad für Solarstrahlung $\alpha_s = 0,93$ ($T = 300\text{K}$) [48]. Dabei gilt, je größer die Wellenlänge der einwirkenden Strahlung ist, desto kleiner ist der zugehörige Absorptionsgrad von Asphalt.

Nachfolgend soll in diesem Abschnitt der physikalisch ungünstigste Fall der solaren Einstrahlung auf eine Asphaltfläche beschrieben werden, um den ungünstigsten Fall für eine Befestigung zu untersuchen. Mithilfe der Vorgangsbeschreibung infolge der vorgestellten Transportmechanismen sollen anschließend Berechnungen der Temperaturverteilung im Asphaltquerschnitt erfolgen. Der ausschlaggebende äußere Einfluss auf Asphaltsschichten ist die maximale solare Einstrahlung, also der Transportmechanismus der Wärmestrahlung. Diese Einstrahlung ist hauptverantwortlich für die Werkstoffeigenschaften bzw. den vorliegenden Aggregatzustand, wobei die Energie in Form von Wärme ohne Materialtransport übertragen wird. Um den genauen Einfluss der solaren Einstrahlung erfassen zu können, muss zunächst untersucht werden, welches eingestrahlte Spektrum vorliegt und wie sich die daraus folgende Temperaturverteilung im Asphaltquerschnitt einstellt. Laut HERWIG und MOSCHALLSKI liegt die sogenannte Solarkonstante E_0 , also die spezifische Einstrahlung der Sonne außerhalb der Atmosphäre bei $\dot{a} = (1367 \pm 1,6) \text{W/m}^2$. Sie wird über den mittleren Erdradius berechnet [39]. Die im Vergleich zu irdischen Strahlungsquellen sehr kurzwellige solare Strahlung ist in Abhängigkeit von ihrer Einstrahlungsdichte in Abbildung 13 dargestellt [42].

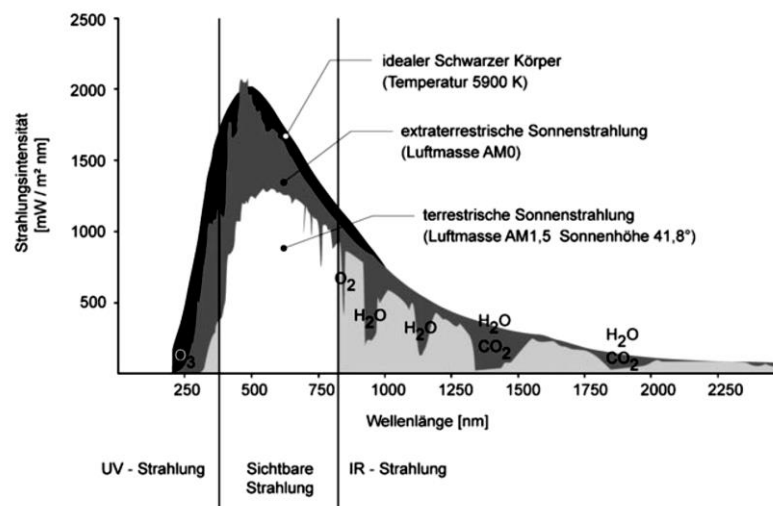


Abbildung 13: Solarstrahlung und äquivalente Strahlung eines schwarzen Körpers aus WILLEMS [42]

Die Solarstrahlung gleicht stark dem Verlauf der Strahlung eines schwarzen Körpers (in Abbildung 13, Schwarz) bei einer Temperatur von 5900 K. Dabei gilt, je heißer ein Körper ist, desto höher ist auch die abgegebene Strahlungsintensität. Nachdem ein Teil der elektromagnetischen Wellen (dunkelgrau) von der Atmosphäre der Erde absorbiert und reflektiert wird, verbleibt die an der Erdoberfläche ankommende (terrestrische) Sonnenstrahlung. Der weiße Bereich in der Abbildung 13 stellt hierbei den sichtbaren Teil der Strahlung dar (380-780 nm), der graue Bereich den ultravioletten (380-10 nm) bzw. den infraroten Anteil des Lichts (780-3000 nm). Dabei ist in der Abbildung 13 zu erkennen, dass der

Anteil des sichtbaren Lichts ca. 45% des Gesamtanteils ausmacht, der Infrarotanteil 50% und der Ultraviolettanteil 5 % [41, S.3-40, S.556-560]. Das Maximum der solaren Strahlung befindet sich bei ca. 500 nm, dies entspricht der Wellenlänge der Farbe Grün. Je kleiner hierbei die betrachtete Wellenlänge ist, desto höher ist auch ihre Strahlungsintensität. Je höher wiederum die Frequenz bzw. je kleiner die Wellenlänge, desto „kühler“ ist auch die Strahlung. Da Glühlampen beispielsweise eine vergleichbar große Wellenlänge besitzen, sind sie bezüglich der Lichtausbeute dementsprechend weniger effektiv und geben mehr Wärme ab [41, S.3-40, S.556-560].

Trifft die terrestrische Strahlung nun auf Asphalt, wird ein Teil absorbiert, ein Teil hindurchgelassen und ein Teil reflektiert (Abbildung 14). Dieser Vorgang findet laut HERWIG nur an der oberflächennahen Zone von bis zu 1µm Tiefe statt und ist von Faktoren wie der Oberflächenrauigkeit oder Verschmutzung abhängig. Der Absorptionsgrad eines Feststoffes ist dabei wellenlängenabhängig und unterscheidet sich meist für kurz- oder langwellige Strahlung [38, S.161-208]. Die maximale stündliche Strahlungsintensität $i_{s,max}$ erreicht laut DIN V 18599-10 [49] in Deutschland bei horizontalen Flächen maximal 927 W/m² im Juli. Die durchschnittliche mittlere Tagestemperatur beträgt hier ca. 25°C [39]. Die mittleren Sonnenstunden pro Tag liegen in Mannheim laut DIN 4710 [50] im August maximal bei 19,4 h (Zeitraum 1961-1990). Nachfolgende Abbildung zeigt die Bilanz der Wärmestrahlung innerhalb eines Werkstoffes.

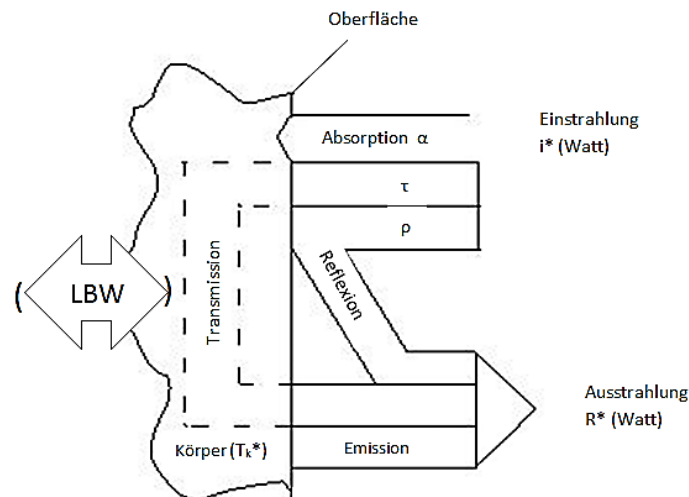


Abbildung 14: Bilanz der Wärmestrahlung nach HERWIG und MOSCHALLSKI [39]

LBW steht dabei für leitungs-basierte Wärmeübergänge. Es gilt laut WILLEMS [42]:

$$\alpha + \tau + \rho = 1 \quad (2.21)$$

α = Absorption [-]

τ = Transmission [-]

ρ = Reflektion [-]

Die vom Asphalt absorbierte kurzwellige Strahlung wird als langwellige Wärmestrahlung wieder emittiert bzw. abgestrahlt (> 3000 nm [42]). Zu den strahlungsabhängigen Transportmechanismen müssen außerdem noch konvektive und leitende Wärmeübergänge beachtet werden. Die Umgebungsluft und die Oberfläche haben in der Regel unterschiedliche Temperaturen. Dies führt dazu, dass eine oberflächennahe Zone zur Überbrückung der Differenz vorliegt (siehe Abbildung 12). Wie bereits erwähnt, verursacht ein Potentialunterschied hier Luftströmungen durch Dichteunterschiede von warm nach kalt. Dies bedeutet: Wärme wird durch Molekülzusammenstöße über natürliche Konvektion

zum Asphalt hin oder weg transportiert. Je größer der Temperaturunterschied zwischen der Umgebungsluft und der Oberfläche ist, desto größer ist auch die oberflächennahe Zone (siehe Gleichung 2.12). In dieser oberflächennahen Zone wird laut STEPHAN Energie über Wärmeleitung transportiert, die Konvektion findet in den der Strömung unterliegenden Bereichen statt [46]. Zur Berechnung des Wärmestromes bzw. des konvektiven Wärmeübergangskoeffizienten ist die Richtung des Wärmestromes maßgebend. Der für Befestigungen in Asphalt ungünstigste Fall ist eine starke Erhitzung der Asphaltoberfläche infolge Absorption solarer Einstrahlung, der Wärmestrom ist dabei nach oben gerichtet. Der heiße Asphalt erwärmt die Luftmoleküle an der oberflächennahen Zone durch die wieder abgegebene nun langwellige Wärmestrahlung. Diese Energie wird als Wärmeleitung und Konvektion an die Umgebung wieder abgegeben, die warme Luft der oberflächennahen Zone steigt durch ihre infolge Ausdehnung geringere Dichte nach oben. Steigt die erwärmte Luft über der ruhenden oberflächennahen Zone auf, vermischt sie sich mit der kälteren Luft und erzeugt Strömungen. Die abgekühlte Luft sinkt wieder nach unten in Richtung der oberflächennahen Zone. Diese Kombination eines Wärmeübergangs mit einwirkender Strömung ist das im Sommer oft zu beobachtende Flimmern von Asphaltstraßen, da Lichtstrahlen in Luft unterschiedlicher Dichte auch unterschiedlich gebrochen werden [39]. Wärme wird also im ungünstigsten Fall der starken Erwärmung hauptsächlich durch Wärmestrahlung auf den Asphalt übertragen. Die warme Asphaltschicht gibt wiederum ihre Energie in Form einer Kombination zwischen Wärmeleitung mit und ohne Konvektion an die Umgebungsluft wieder ab [42]. Ungünstig ist hier eine möglichst geringe Konvektion, wenig Energie wird von der Asphaltschicht abgeführt. Also ist auch die daraus folgende Abkühlung gering. Die in einer oberflächennahen Tiefe des Feststoffes aufgenommene Energie wird von wenigen Molekülschichten über weitere Transportmechanismen in den Werkstoff abgeführt. Innerhalb eines Werkstoffes wird die Wärme bzw. thermische Energie wieder vom hohen Energiepotential zum kleinen Energiepotenzial, also von warm nach kalt, durch Wärmeleitung, Konvektion und Strahlung übertragen. Die aufgenommene Energie ist dabei abhängig von der Ausrichtung des Körpers zur Sonne, der Strahlung der Umgebung, der Werkstoffzusammensetzung und der eigenen Temperatur [39]. Die nach HERWIG und MOSCHALLSKI an der Oberfläche von bis zu 1 µm Tiefe aufgenommene Solarstrahlung wird hauptsächlich durch Wärmeleitung in die Asphaltschicht geleitet, die zu berechnende Temperatur ist ausschlaggebend für den vorliegenden Aggregatzustand des Asphalts und seinen Einfluss auf eine Asphaltbefestigung [39]. Die spezifische Wärmekapazität beschreibt die Menge an Energie, die transportiert werden muss, um 1 kg eines Stoffes um 1 K zu erwärmen. Sie ist vor allem abhängig von der Dichte. Je höher der Feststoffanteil bzw. die Molekülanzahl in einem betrachteten Volumen ist, desto höher ist auch die Fähigkeit, Wärme zu speichern. Dies geht aus der Überlegung hervor, dass mehr Moleküle auch mehr Energie benötigen, um sich zu erwärmen und in stärkere Schwingung zu geraten. Generell gilt: Je größer die Dichte und die Wärmekapazität eines Stoffes ist, desto langsamer erfolgt auch sein Erwärmungsvorgang. Dies ist für die Temperaturverteilung innerhalb des Asphalts von großer Bedeutung. Außerdem ist die Eigenschaft Wärmespeicherung von weiteren Faktoren, wie beispielsweise den Freiheitsgraden der Moleküle, abhängig. Die Freiheitsgrade beschreiben die Bewegungsfreiheit eines Moleküls in unterschiedliche Richtungen [43]. Laut ULLRICH und BODMER wird im VDI-Wärmeatlas beschrieben, dass Asphalt eine Rohdichte von $\rho = 2100 \text{ kg/m}^3$, eine Wärmeleitfähigkeit von $\lambda = 0,7 \text{ W/(mK)}$ und eine spezifische Wärmekapazität von $c_p = 1000 \text{ J/(kgK)}$ hat. Es sei hier darauf hingewiesen, dass nicht bekannt ist, welcher Asphalt diesen Werten zugrunde liegt. Insbesondere der Bitumengehalt beeinflusst die Wärmeleitfähigkeit des Werkstoffes aufgrund seiner eigenen sehr geringen Wärmeleitfähigkeit. Aus diesen gegebenen Werten kann nun die Temperaturleitfähigkeit a in Abhängigkeit von den klimatischen Verhältnissen bestimmt werden [51]:

$$a(\theta) = \frac{\lambda(\theta)}{\rho(\theta)c_p(\theta)} \quad [10^6 \text{ m}^2/\text{s}] \quad (2.22)$$

λ = Wärmeleitfähigkeit $[W/(mK)]$

ρ = Rohdichte [kg/m³]
 c_p = spezifische Wärmekapazität [J/(kgK)]

Günstig für eine geringe Erwärmung des Asphalts, also eine geringe Temperaturleitzahl a , ist seine eher geringe Wärmeleitfähigkeit bei großer spezifischer Wärmekapazität und hoher Rohdichte. Asphalt besitzt einen Wert von $a = 0,33 \cdot 10^6 \text{ m}^2/\text{s}$. Mit dieser Zahl liegt Asphalt zwischen Holzfaserdämmplatten mit einem Wert von $0,20 \cdot 10^6 \text{ m}^2/\text{s}$ und Vollziegeln mit einem Wert von $0,4 \cdot 10^6 \text{ m}^2/\text{s}$ [42]. Die Temperatur, bei der die Versuchsdaten mithilfe von Gl. 2.20 ermittelt wurden, ist nicht exakt bekannt. Es ist anzunehmen, dass sie 20°C betrug. Ein ebenso wichtiger Stoffkennwert ist der Wärmeeindringkoeffizient b . Er ist laut ULLRICH und BODMER im VDI-Wärmeatlas wie folgt beschrieben [51]:

$$b(\theta) = \sqrt{\lambda(\theta)\rho(\theta)c_p(\theta)} \quad (2.23)$$

Je kleiner der Wärmeeindringkoeffizient ist, desto langsamer kann die Wärme in den Asphalt eingeleitet werden. Asphalt besitzt einen Wärmeeindringkoeffizienten von $b = 1212 \text{ J}/(\text{s}^{1/2}\text{m}^2\text{K})$. Holzfaserdämmplatten liegen bei einem Wert von $300 \text{ J}/(\text{s}^{1/2}\text{m}^2\text{K})$, Vollziegel bei einem Wert von $1100 \text{ J}/(\text{s}^{1/2}\text{m}^2\text{K})$ [42]. Die Temperatur, bei der die Versuchsdaten nach Gl. 2.21 ermittelt wurden, ist ebenfalls nicht bekannt. Auch hier ist von $T = 20^\circ\text{C}$ auszugehen.

Eine erste Einschätzung des Verhaltens von Asphalt infolge Abkühlung oder Erwärmung erlaubt die Ermittlung der Leitfähigkeit und des Wärmeeindringkoeffizienten. Der Wärmeeindringkoeffizient, also die Geschwindigkeit mit der Wärme von der Oberfläche aufgenommen und an das Werkstoffinnere weitergeleitet werden kann, ist mit $1100 \text{ J}/(\text{s}^{1/2}\text{m}^2\text{K})$ nicht im Bereich von Dämmstoffen ($35\text{-}300 \text{ J}/(\text{s}^{1/2}\text{m}^2\text{K})$), aber auch nicht im Bereich von Beton ($2300 \text{ J}/(\text{s}^{1/2}\text{m}^2\text{K})$). Dies zeigt, dass eine mäßig schnelle Erwärmung des Asphalts infolge solarer Einstrahlung erwartet werden kann. Die niedrige Temperaturleitzahl von $0,33 \cdot 10^6 \text{ m}^2/\text{s}$ zeigt durch die hohe Wärmespeicherkapazität eine im Vergleich zu Dämmmaterialien zum Teil besseren Wert ($0,2\text{-}1,2 \cdot 10^6 \text{ m}^2/\text{s}$). Dies lässt auf eine vergleichsweise langsame Erwärmung des Asphalts schließen [42].

Laut VELSKE ET AL. liegen im Asphalt maximale Temperaturen von bis zu 65°C vor, dabei können die Temperaturen in einer Tiefe von 3,5 cm ca. 58°C, in 10 cm Tiefe ca. 47°C und in 15 cm Tiefe bis zu ca. 42°C erreichen [12, S.5-96, S.885]. An einem typischen heißen Tag bleibt der Höchstwert im gesamten Asphalt unterhalb von 45°C (siehe Abbildung 15).

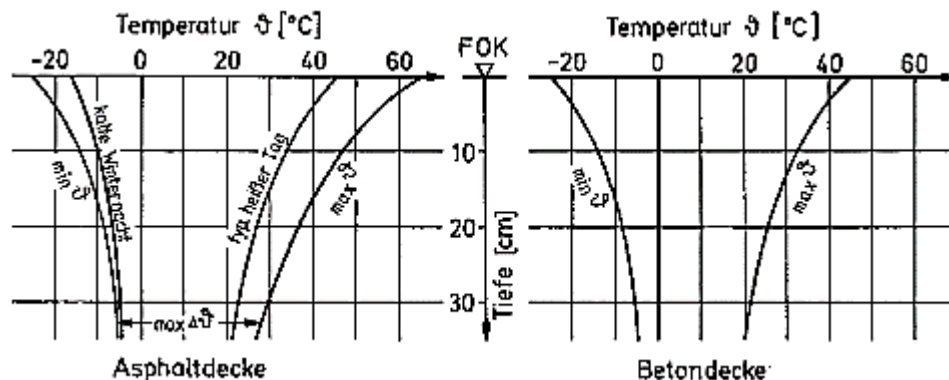


Abbildung 15: Temperaturverteilung im Straßenoberbau aus VELSKE ET AL [12, S.5, Abb. 4]

Der große Gradient innerhalb der Asphaltschicht zeigt die niedrige Wärmeleitung bzw. die niedrige Temperaturleitzahl des Werkstoffes. Da allerdings der Erweichungspunkt des Bitumens in Abhängigkeit

von der eingesetzten Sorte ungefähr bei 50°C liegt, sollte dies bei der Untersuchung von Befestigungen in Asphalt ausreichend berücksichtigt werden. Um herauszufinden, unter welchen realitätsnahen Klimaverhältnissen Laborversuche stattfinden müssen, sollte zunächst festgestellt werden, welche Maximalwerte sich im ungünstigsten Fall in Deutschland einstellen können. Die in Tabelle 2 angegebenen maximalen Temperaturen nach VELSKÉ ET AL. zeigen in Deutschland auftretende Extremwerte [12, S.5-96].

Tabelle 2: Maximale Temperatureinwirkungen in Deutschland; LT = Lufttemperatur; OT = Oberflächentemperatur

	Maximale Temperatur [°C]			
Lage des Sensors	OT	- 5 cm	- 10 cm	- 15 cm
Nach VELSKÉ [12]	65	54	47	42

Der für das vorgesehene Versuchsprogramm relevante maximale Erwärmungskorridor im Bereich der Gewindeflächen liegt demnach zwischen 42 °C und 54 °C. Mögliche Verbesserungsvorschläge zur Reduzierung der Erwärmung innerhalb der Asphaltschicht sollten betrachtet werden. Außerdem sind Spannungen infolge Temperatureinwirkungen und ihr Einfluss auf die Interaktion zwischen Befestigungsmittel, Werkstoff und eventuell eingesetztem Injektionsmörtel (als Verbund zwischen Schraube und Verankerungsgrund) genauer zu betrachten. Hier ist es von Wichtigkeit, mögliche Rissbildungen durch Langzeituntersuchungen zur Dauerhaftigkeit auszuschließen und das sowohl für Erwärmungen als auch für Abkühlungen. Laut VELSKÉ ET AL. führen niedrige Klimawerte zu Zugspannungen. Für diesen Fall ist zu untersuchen, ob Rissbildungen zwischen Befestigungsmittel und Injektionsmörtel oder zwischen Injektionsmörtel und Asphalt entstehen [12, S.5-96].

Die in diesem Kapitel beschriebenen Erkenntnisse werden nachfolgend genutzt, um Temperaturverteilungen numerisch nachzubilden und anschließend eine Reduzierung von maximalen Temperaturen im Verankerungsbereich herauszuarbeiten (siehe Kapitel 8.2).

Hygrische Umwelteinflüsse

Im Winter kann durch Rissbildung an der Oberfläche des Werkstoffes Regenwasser in das Innere der Schicht gelangen und einen Druckanstieg durch Gefrieren verursachen. Dort kann sich infolge dessen eine Volumenvergrößerung der Flüssigkeit durch Gefrieren einstellen und Abplatzungen verursachen. Ebenfalls ist eine schnelle Abkühlung infolge eines Regenereignisses von Bedeutung. Rissbildungen zwischen Befestigungsmittel und Injektionsmörtel oder zwischen Injektionsmörtel und Asphalt sollten ausgeschlossen werden. Einen weiteren Belastungseinfluss stellt eine Frost-Tausalz-Wechselwirkung dar, diese ist in die Untersuchung zur Dauerhaftigkeit ebenso mit einzubeziehen.

Chemische Umwelteinflüsse

Laut KARSTEN erhöht sich der Widerstand gegenüber Chemikalien in Abhängigkeit von der Bitumenhärte. Je härter eine Bitumensorte ist, desto höher ist der Widerstand gegen einwirkende Chemikalien [15, S.11-55 f]. Außerdem verhärtet Bitumen bzw. altert mit der Zeit [12, S.5-96]. Diese Verhärtung verursacht eine Herabsetzung der Klebefähigkeit und ist deshalb in Bezug auf die Dauerhaftigkeit zu untersuchen. Die Befestigungen in Asphalt müssen hier in Bezug auf Spannungen bzw. mögliche Rissbildungen zwischen Befestigungsmittel, Injektionsmörtel und Asphalt untersucht werden. Die Reaktion mit Sauerstoff verursacht nach RICHTER [24, S.13] eine oxidative Alterung bzw. chemische Verhärtung des Bitumens. Abgesehen von der oxidativen Alterung kann es ebenso nach [52] zu einer Strukturalterung oder aber zu einer Verdunstungsalterung kommen.

2.4.3. Einfluss der Rissbildung

Werden Stoßbelastungen unterhalb der Gebrauchslast auf eine Befestigung in Asphalt aufgebracht, kann es bereits zur Rissbildung im Verankerungsgrund kommen. Den Einfluss dieser Rissbildung gilt es durch Versuche experimentell zu bestimmen und Möglichkeiten von Gegenmaßnahmen zu erforschen. Die Möglichkeiten der Selbstheilung von Asphalt wurden bereits von LIU ET AL. [53] an der TU Delft untersucht. Ziel ist es, durch die bereits nachgewiesenen Möglichkeiten der Selbstheilung von Asphalt Reparaturen von Rissbildungen im Untergrund möglich zu machen. Diese Selbstheilung führt zu einer mehrfach nutzbaren Befestigung und einer vielfach verlängerten Lebensdauer dieser Systeme (siehe Kapitel 8.3).

2.4.4. Einfluss der Belastungsdauer

Wie bereits beschrieben zeigt Bitumen ein viskoelastisches Materialverhalten. Dies bedeutet, Verformungen nehmen mit steigender Temperatur und Last zeitabhängig zu. Aus diesem Grund kann Asphalt vor allem stoßartige Belastungen aufnehmen, eine statische Belastung des Werkstoffes ist durch das Kriechverhalten nicht möglich. Für die Befestigung gilt es herauszufinden, welches Tragverhalten sich bei unterschiedlichen Belastungsdauern einstellt und welche Lasthöhen erreicht werden können.

2.4.5. Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit

Die Kraftübertragung findet innerhalb von Werkstoffen über ihren Feststoffanteil statt. Im Bauwesen eingesetzte Asphaltsorten leiten die einwirkenden Lasten ähnlich wie im Beton über die Gesteinskörnung als Gerüst ab. Die Lastübertragung findet hier durch Verklebung, Reibung, Abstützung und Verzahnung zwischen den einzelnen Körnern statt. Wichtig für die Lastübertragung ist aus diesem Grund die Haftung bzw. Adhäsion zwischen der Gesteinskörnung und dem Bitumen. Diese ist abhängig von der Oberfläche des Feststoffes und dem Winkel der Benetzung. Durch eine Verringerung der Oberflächenspannung und Erhöhung der Viskosität des Bitumens wird während des Einbaus eine vollständige Benetzung erreicht. Dies kann durch Erhöhung der Temperatur erfolgen oder durch Hinzugabe eines sogenannten Fluxmittels, welches aus verschiedenen Ölen bestehen kann. Erkalte nun der Körper, ist der Lastabtrag durch den bestmöglichen Verbund zwischen Bitumen und Gesteinskörnung möglich [17]. Erfolgt anschließend eine kurzzeitige Belastung auf den Asphalt, setzt laut HERZ nach BAUM ET AL. das viskoelastische Verhalten des Bitumens ein [8], [54]. Dies bedeutet, Verformungen nehmen infolge einer Erwärmung und anhaltender Belastung zu. Liegt jedoch eine sehr hohe Belastungsgeschwindigkeit vor, kann das Fließverhalten des Asphalts bei niedrigen Temperaturen vernachlässigt werden. Es bietet sich daher an, Befestigungen in Asphalt nur für kurzzeitige und begrenzte Belastungen zu verwenden.

2.4.6. Einfluss der Belastungsart

Belastungen an Einfach- und Mehrfachbefestigungen können zu verschiedenen Belastungsarten führen. Die Höhe der aufnehmbaren Traglast variiert in Abhängigkeit vom Belastungswinkel. Aufgrund dessen ist es erforderlich, die in der Befestigungstechnik vorkommenden Belastungsarten zu untersuchen und Erfahrungswerte für die Traglasthöhen zu erarbeiten. Laut ETAG 001 Teil 1 [1] muss die Dauerhaftigkeit und das Tragverhalten infolge von Axialzug-, Querkzug- und Schrägzugbeanspruchung mit ausreichender Sicherheit gewährleistet werden. Außerdem sind die verschiedenen Rand- und Achsabstände infolge unterschiedlicher Belastung festzustellen.

2.4.7. Verformungsverhalten von Asphalt

Resultierend aus der vorangegangenen Literaturrecherche ist es nun möglich, die positiven und negativen Einflüsse auf den Werkstoff Asphalt und auf Befestigungen in diesem Werkstoff herauszuarbeiten. Nachfolgend ist eine Zusammenfassung der wichtigsten Informationen aus Kapitel 2.1 dargestellt.

Ein hoher Anteil an gebrochenem Größtkorn mit Ausfallkörnung sorgt für einen schwingungsfähigen Werkstoff mit hoher Zugfestigkeit und somit eine höhere Aufnahme von Stoßbelastungen. Ein gleichzeitig hoher Anteil an Bitumen bewirkt eine hohe Elastizität durch die abstützende Wirkung der Gesteinskörnung in Kombination mit dem dämpfenden Bitumen. Empfohlene Bereiche an Bitumengehalten sind den Normen DIN EN 13108 – Teil 1 und 5 [1], [55, p. 5] zu entnehmen. Wenige und möglichst große Schichtdicken reduzieren die Fehleranfälligkeit durch einen eventuell beeinträchtigten Schichtenverbund.

Durch den Bestandteil Bitumen und sein viskoelastisches Materialverhalten beeinflussen vor allem die äußeren Einflussfaktoren, wie die physikalischen Umwelteinwirkungen die Widerstandsfähigkeit von Asphalt gegenüber Belastungen. So führt eine Abkühlung zu einer höheren übertragbaren Last im Vergleich zu höheren Temperaturen. Anhand der Betrachtung der Steifigkeit sind Besonderheiten im Materialverhalten zu erkennen. Die Steifigkeit in Abhängigkeit der Temperatur folgt einer sogenannten Sigmoidfunktion mit einer S-förmigen Kurve. Diese Funktion hat einen Wendepunkt und jeweils einen unteren und oberen Grenzwert. Dies entspricht einer asymmetrischen Sigmoidfunktion bzw. einer asymmetrischen Arkuskotangensfunktion [56]. Die Masterkurve der Steifigkeit nach FRANCKEN und VERSTRAETEN ist Abbildung 16 zu entnehmen [57]. Tiefergehende Erkenntnisse dazu sind Kapitel 5.8 zu entnehmen.

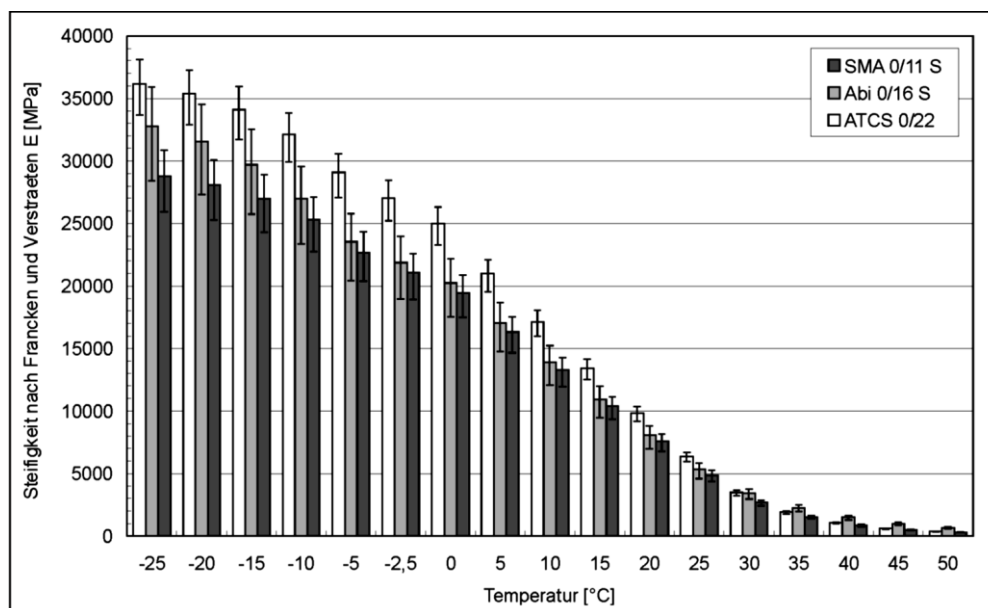


Abbildung 16: Steifigkeit nach FRANCKEN und VERSTRAETEN aus [57]

Die absoluten E-Moduln werden nach FRANCKEN und VERSTRAETEN mithilfe des Glasmoduls und eines Reduktionsfaktor berechnet. Der Reduktionsfaktor ergibt sich in Abhängigkeit des Bindemittels zu klimatischen Verhältnissen und der aufgetragenen Frequenz. Eine Übertragung auf ein Modul infolge statischer Belastung ist nicht möglich, da diese frequenzabhängig bestimmt wurden [57].

Die Ursache für den abgebildeten Verlauf der Steifigkeit sind die Bindungen der Moleküle im Bitumen. Liegen niedrige Temperaturen vor und daraus resultierend geringe kinetische Energien, sind die Bewegungsradien der Teilchen eher klein. Dies führt dazu, dass vergleichsweise sehr hohe

Anziehungskräfte untereinander wirken. Außerdem wachsen die Mizellen des Bitumens zu einem Gerüst zusammen. Je intensiver die Abkühlung ist, desto größer werden die Mizellen und gehen schließlich einen Verbund ein.

Zwischen ca. 0°C bis 30°C liegt ein linearer Bereich vor (siehe Abbildung 16). In diesem sind die Anziehungskräfte infolge Abkühlung einflussreich, ein Verbund zwischen den Mizellen liegt allerdings noch nicht vor. Der lineare Anstieg der Steifigkeit infolge Temperaturabfall ist auf die steigenden Anziehungskräfte der Moleküle zurückzuführen. Je höher diese Kräfte sind, desto kleiner ist die kinetische Energie und daraus resultierend sind auch die entsprechenden Bewegungsradien klein. Der Wendepunkt der Sigmoidfunktion bei ca. 0°C zeigt in Abbildung 16 den Punkt an, an dem der Verbund zwischen den Mizellen ein festes Gerüst bildet. Die Steifigkeit kann nun nicht mehr linear weiter steigen, da der Einfluss der Anziehungskräfte zwischen den Molekülen den Einfluss des Verbundes zwischen den Mizellen nicht mehr überschreitet. Die Steifigkeit des Gerüsts kann lediglich durch die weitere Vergrößerung der Mizellen verbessert werden, der Einfluss der Erhöhung der Anziehungskräfte infolge der Abkühlung ist nun im Vergleich klein. Die Zusammenhänge gelten nur bis zu einem maximal erreichbaren Grad der Vernetzung. Sobald die Mizellen größtmöglich verbunden sind erhöht sich die Steifigkeit des Werkstoffes nicht mehr wesentlich. Dies zeigt sich im nichtlinearen Kurvenverlauf hin zu niedrigeren Temperaturen. Bei ca. 30°C ist ebenfalls in Abbildung 16 ein Wendepunkt abzulesen. An dieser Stelle ist die Anziehungskraft zwischen den Molekülen so gering, dass kein wesentlicher Einfluss mehr besteht. Die Bewegungsradien der Moleküle werden hier demgemäß beträchtlich, so dass die Anziehungskräfte sehr klein werden. Das Materialverhalten oberhalb dieser Temperatur ist daher vor allem vom Korngerüst und der übertragbaren Reibungskraft abhängig.

Chemische Umwelteinflüsse können ebenfalls große Änderungen im Materialverhalten bewirken. Die Alterung des Bitumens kann zu einem spröden Material führen. Bei chemischem Angriff aus der Umgebung sind daher bevorzugt Bitumensorten mit hoher Beständigkeit zu wählen.

Eine kurze Belastungsdauer mit hoher Belastungsgeschwindigkeit ist vorteilhaft für den Werkstoff Asphalt. Allerdings ist die Werkstoffzusammensetzung, also auch der Bitumengehalt, hier ausschlaggebend für das viskoelastische Verhalten. Im Falle von mehrfach auftretenden Stoßbelastungen ist ein Verfahren zur Möglichkeit der Untersuchung des Untergrundes zu erarbeiten.

Der ungünstigste Lastfall für Befestigungen in Asphalt sind hohe Temperaturen, langsame Belastungsgeschwindigkeiten und lange Belastungsdauern. Mögliche Untergrundschädigungen infolge von stoßartigen Belastungen sind ebenfalls zu beachten. Diese schadigungsrelevanten Einflussfaktoren müssen analysiert und wenn möglich begrenzt bzw. optimiert werden, um die Funktionstüchtigkeit dieses Systems gewährleisten zu können.

Zur weiteren Untersuchung des Materialverhaltens wurden experimentelle Untersuchungen durchgeführt (siehe Kapitel 4). In diesem Kapitel sollen die unterschiedlichen Einflussfaktoren erarbeitet werden, um tiefergehende Erkenntnisse zu erlangen. Dazu gilt es rheologische Modelle in Anlehnung an den Stand der Technik zu wählen, um die experimentellen Untersuchungen bestmöglich simulieren zu können. Dies kann z.B. über das BURGERS-Modell oder durch eine Parallelschaltung von MAXWELL-Elementen erfolgen.

Neben dieser experimentellen Untersuchung erfolgt eine numerische Analyse mit dem Programm ANSYS Workbench ([58], siehe Kapitel 7).

2.5. Wahl relevanter Befestigungssysteme in Asphalt und ihr Tragverhalten

2.5.1. Einführung

Die in Kapitel 2.1 vorangegangene Betrachtung der Einflussfaktoren hilft bei der Wahl von möglichen Befestigungssystemen für Asphalt. Bitumen sorgt durch die Viskoelastizität für einen schnellen

Spannungsabbau durch Relaxation. Eine Montage ohne Vorspannkraft, die nicht zu Relaxation bzw. dem Wiederherausdrehen der Schraube führt, ist deshalb ratsam. Wegkontrolliert spreizende Dübel werden nicht betrachtet, da hier ein Einschlagen des Ankers erforderlich ist und Asphalt infolge Stoßbelastung einen hohen Widerstand besitzt [33, S.20]. Befestigungen in Asphalt sind noch nicht Stand der Technik, aus diesem Grund wird auf bereits erarbeitetes Wissen in der Befestigungstechnik zurückgegriffen. Mithilfe von Informationen für den Verankerungsgrund Beton soll ein besseres Verständnis für Asphaltbefestigungen erlangt werden.

Befestigungsmittel funktionieren unabhängig von ihrem Verankerungsgrund mit Hilfe von drei unterschiedlichen Wirkungsprinzipien (siehe Abbildung 17).

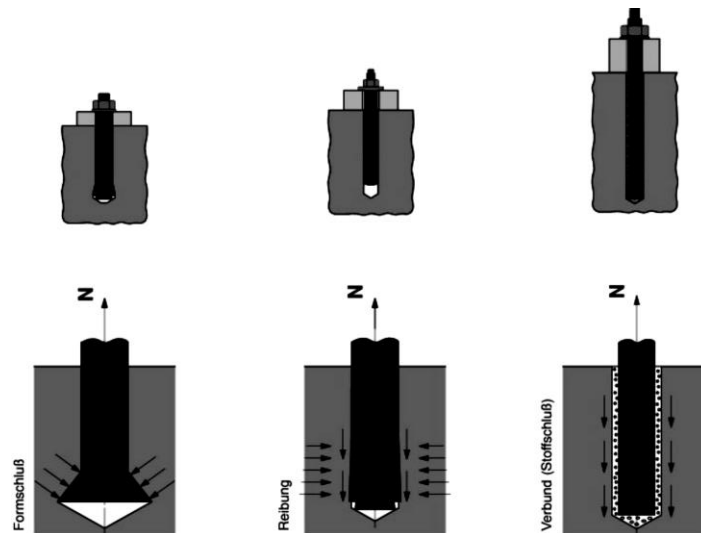


Abbildung 17: Wirkungsprinzipien von Befestigungselementen nach MALLÉE [33, S.5, Bild 1]

Der Lastabtrag erfolgt über Formschluss, Reibung oder Verbund bzw. Stoffschluss in den Verankerungsgrund. Formschluss bedeutet hierbei eine verzahnte Auflagerfläche, welche die Last in den Untergrund überträgt. Das Wirkungsprinzip einer Betonschraube (bzw. eines Hinterschnittdübels) entspricht dieser Art der Kraftübertragung. Die Gewindegänge schneiden sich in das Bohrloch und gehen einen Formschluss mit dem Untergrund ein.

Spreizdübel hingegen übertragen Last durch Reibung. Durch das aufgebrachte Drehmoment während der Installation und infolge einer Zugkraft entstehen Spreizkräfte. Die damit verbundenen Reibungskräfte übertragen die Zugkräfte in den Verankerungsgrund.

Verbundmörtel verkleben das Befestigungselement mit dem Untergrund durch Eindringen des Klebstoffes in die Porenräume. Es entsteht eine Verzahnung zwischen dem Mörtel und den Porenräumen („Stoffschluss“).

Diese drei einfachen Wirkungsprinzipien und ihre Widerstände sind rechnerisch mithilfe der ETAG 001 [59] nachvollziehbar. Heutzutage bestehen Befestigungen jedoch in vielen Fällen nicht nur aus einem Wirkungsprinzip. Spreizdübel beispielsweise mit höherfesten Spreizelementen übertragen Kräfte über Reibung aber auch über Formschluss durch das hinterschneidende Element. Verbundmörtel können in Kombination mit einem Formschluss zu höheren übertragbaren Lasten führen, wenn beispielsweise Betonschrauben mit Verbundmörtel in Kombination eingesetzt werden. Diese Widerstände sind nicht mehr vereinfacht rechnerisch nachvollziehbar und müssen über Versuche bestimmt werden. Dazu sind alle relevanten Versagensfälle und Belastungsmöglichkeiten zu prüfen.

Mithilfe der betrachteten Prinzipien der Kraftübertragung, allgemeingültiger Empfehlungen für Befestigungen im allgemeinen und der Versuchsdurchführung nach CANNON, GODFREY und MOREADITH [60] sowie der bereits diskutierten Einflussfaktoren auf Asphalt kann eine Festlegung relevanter Befestigungssysteme erfolgen. Gewählt werden eine Asphaltschraube, eine Betonschraube

und ein wegkontrolliert spreizender Dübel, um die verschiedenen Wirkungsprinzipien zu prüfen. Dabei ist zu untersuchen, ob die handelsüblichen Systeme auch bei den auftretenden Temperaturbereichen problemlos verwendet werden können. Außerdem ist zu prüfen, ob auch Systeme mit aufgebrachtem Drehmoment (beispielsweise Metallspreizdübel) Verwendung finden können oder ob die Relaxation des Asphalts die Kraftübertragung unter Zugbelastung verhindert.

2.5.2. Tragverhalten von Hinterschnittdübeln und Metallspreizdübeln in Beton

Je nach Herstellerangaben beginnt die Montage in beiden Fällen mit der Erstellung eines Bohrlochs, welches meist dem Durchmesser des Schaftes der Schraube oder des Metallspreizdübels entspricht. Anschließend wird das Befestigungsmittel nach einer Druckluftreinigung montiert. Eine Betonschraube beispielsweise hinterscheidet durch die drehende Montage dabei die Bohrlochwandung. Andere Hinterschnittdübel erreichen durch eine spezielle Bohrung dieses Wirkungsprinzip (siehe Abbildung 18, [11, S.11-35]).

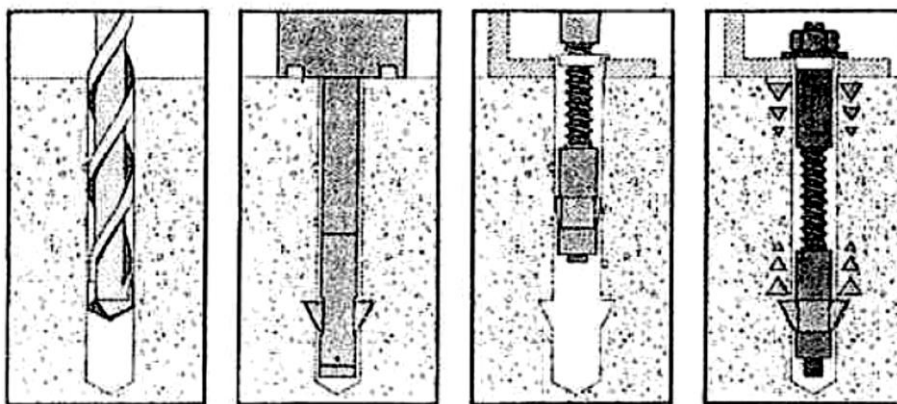


Abbildung 18: Montageablauf eines Hinterschnittdübels nach ELIGEHAUSEN und MALLEÉ [11, S.22, Bild 2.26]

Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel (beispielsweise Bolzenanker) eignen sich zur Montage ohne eine spezielle Bohrung im Verankerungsgrund. Sie leiten die Kraft durch das Verspannen des Spreizelements mit der Bohrlochwandung ein.

Laut ELIGEHAUSEN und MALLEÉ weisen Metallspreiz- und Hinterschnittdübel trotz der unterschiedlichen Wirkungsprinzipien gemeinsame Versagensfälle auf [11, S.65-156]. Diese sind in Abbildung 19 dargestellt und gelten für große Achs- und Randabstände.

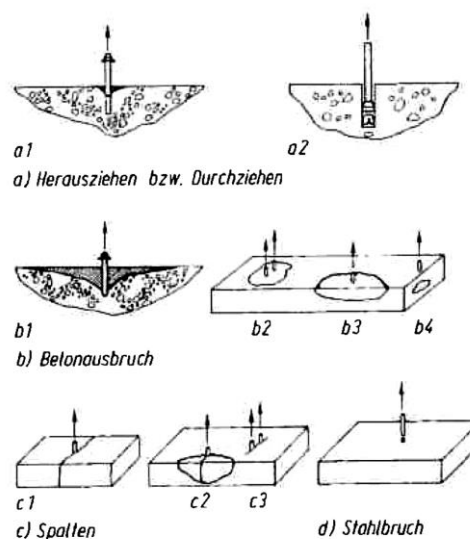


Abbildung 19: Versagensfälle unter Axialzug in Beton für Metallspreiz- und Hinterschnittdübel [11, S.65, Bild 4.1]

Da die Versagensfälle für beide Befestigungssysteme von der Betonfestigkeit abhängen, treten die gleichen Versagensfälle auf. Diese können durch das Herausziehen des Befestigungsmittels, den Betonausbruch, Spalten und Stahlbruch erfolgen.

Das Herausziehen eines Metallspreizdübels kann sich beispielsweise einstellen, wenn das Spreizelement im Bohrloch zurück bleibt und der Schaft herausgezogen wird oder auch wenn die Reibungskraft kleiner ist als die auftretende Zugbelastung. Ein Hinterschnittdübel kann zwischen Beton und Gewinde abscheren. Je nach Festigkeit von Mörtel und Beton treten die unterschiedlichsten Bruchbilder auf: Betonausbruch, Verbundversagen in der Mörtelmasse oder Herausziehen. Es stellt sich nach KUNZ ET AL. bei kleinen Verankerungstiefen ein Ausbruchkegel unter einem Winkel von ca. 35° ein (aus: [60, S.25]). Ein Spalten des Betons wird durch eine zu geringe Bauteildicke oder einen zu gering gewählten Randabstand verursacht. Hier kann sich kein Ausbruchkegel einstellen und der Ausziehvorgang resultiert im Spalten des Verankerungsgrundes [61, S.51 ff]. Stahlversagen tritt auf, wenn der Querschnitt des Befestigungsmittels gering und somit die aufnehmbare Kraft des Befestigungsmittels niedriger ist als die einwirkende Belastung.

Zur Bestimmung des ungünstigsten Lastfalls wird jedes Produkt auf alle zu erwartenden Lastfälle untersucht. Der kleinste Widerstand stellt den maßgebenden Wert dar.

Tragverhalten von Einzel- und Gruppenbefestigungen in der Fläche und am Rand

Liegen Einzelbefestigungen in der freien Fläche vor, können die einzelnen Widerstände ohne Abminderungsfaktoren bestimmt werden. Für jeden Versagensfall gilt es dann, den berechneten Widerstand mit jeder Belastungsrichtung zu vergleichen. Dies entspricht dem genauesten Nachweisverfahren in der Befestigungstechnik, dem sogenannten CC-Verfahren (Concrete Capacity). Die bereits in Abbildung 19 beschriebenen Versagensfälle werden nach PREGARTNER nachfolgend aufgelistet. Zu finden in: [59], [61, S.12-123].

Herausziehen:

Der charakteristische Widerstandswert für den Versagensfall Herausziehen $N_{Rk,p}$ ist produktabhängig und aus diesem Grund durch Versuche zu bestimmen. Ein Herausziehen des Dübels kann für einen Metallspreizdübel das Herausziehen des Schaftes mit verbleibendem Spreizelement im Bohrloch bedeuten. Außerdem kann ein Befestigungselement aus dem Bohrloch gezogen werden, ohne dass sich ein Betonausbruch einstellt. Dieser Wert ist daher in der Regel der Zulassung zu entnehmen. Der Index „p“ des charakteristischen Widerstandswertes für den Versagensfall Herausziehen $N_{Rk,p}$ steht für pull-out, folglich Herausziehen.

Betonausbruch:

Der charakteristische Widerstandswert für Betonausbruch einer Einzelbefestigung in der Fläche kann mithilfe der in der Zulassung angegebenen Werte bestimmt werden. Der produktabhängige charakteristische Widerstand für einen Einzeldübel in der Fläche ohne Randeinfluss kann laut PREGARTNER mithilfe eines empirisch ermittelten Faktors für gerissenen Beton berechnet werden. Weitere Einflussfaktoren sind die Verankerungstiefe und die Würfeldruckfestigkeit je nach eingesetzter Betonfestigkeit.

$$N_{Rk,c}^0 = k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \quad (2.24)$$

$N_{Rk,c}^0$	=	charakteristischer Widerstand unter Betonausbruch für eine Einzelbefestigung in der Fläche	[kN]
k	=	ermittelter, produktabhängiger Faktor für gerissenen Beton	[-]
h_{ef}	=	Verankerungstiefe	[mm]

$f_{ck,cube}$ = Würfeldruckfestigkeit des Betons nach Normvorgabe von 150 mm Kantenlänge mit Lagerung nach DIN EN 12390-2 [59] [N/mm²]

Für bereits erforschte Dübel wie Metaldübel kann laut ETAG und PREGARTNER ein Faktor $k = 7,2$ angesetzt werden. Für einige Produkte ist der zugehörige k -Faktor der Zulassung zu entnehmen. Da der sich einstellende Betonausbruchkegel ungefähr unter 35° von der Verankerungsoberfläche am Abschluss des Ausbruchkegels zum Befestigungsende hin verläuft, kann der Durchmesser des Ausbruchkegels mit $3h_{ef}$ angesetzt werden. Der Ausbruchkegel wird dabei zu einer Ausbruchpyramide mit einer Kantenlänge von $3h_{ef}$ vereinfacht.

Liegt keine Einzelbefestigung in der Fläche vor, sondern eine randnahe Einzelbefestigung oder eine Gruppenbefestigung, reicht die Berechnung nach Gleichung 2.24 nicht aus, um den Widerstand des Befestigungsmittels zu beschreiben. Da sich der Ausbruchkegel in beiden Fällen nicht ungestört ausbilden kann, muss ein Abminderungsfaktor zwischen null und eins für jeden Einfluss auf den Kegel Berücksichtigung finden (siehe Gleichung 2.25).

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \quad (2.25)$$

$N_{Rk,c}$	=	charakteristischer Widerstand gegen Betonausbruch	[kN]
$N_{Rk,c}^0$	=	charakteristischer Widerstand für eine Einzelbefestigung ohne Randeinfluss gegen Betonausbruch	[kN]
$A_{c,N}^0$	=	Fläche des ungestörten Betonausbruchs	[mm ²]
$A_{c,N}$	=	vorhandene Fläche des Betonausbruchs	[mm ²]
$\psi_{s,N}$	=	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses von Rändern auf Betonausbruch	[-]
$\psi_{ec,N}$	=	Faktor zur Berechnung möglicher Exzentrizitäten der Belastung	[-]
$\psi_{re,N}$	=	Schalenabplatzfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses von oberflächennaher dichter Bewehrung	[-]
$\psi_{ucr,N}$	=	Faktor zur Erhöhung bei nachgewiesenem ungerissenen Beton den charakteristischen Widerstands gegen Betonausbruch	[-]

Die Abminderungsfaktoren werden auf das Verhältnis des gestörten zum ungestörten Kegel angerechnet. Je weniger Verankerungsgrund für die Ableitung der Belastung zur Verfügung steht, desto kleiner ist auch der sich einstellende Widerstand des Befestigungsmittels. Je kleiner folglich der Faktor ist, desto kleiner ist der Anteil am ursprünglich möglichen vollen Widerstand ohne jeglichen Einfluss. Der Index „c“ des charakteristischen Widerstandes gegen Betonausbruch steht für concrete, also Beton, bzw. den Versagensfall Betonausbruch.

Spalten:

Der charakteristische Widerstand gegen das Versagen durch Spalten entspricht der Berechnung für den charakteristischen Widerstand gegen das Versagen durch Betonausbruch. Für den Versagensfall Spalten können andere Mindestabstände gelten, außerdem ist die Bauteildicke ein außerordentlich wichtiger Einflussfaktor, der zusätzlich einzubeziehen ist.

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,sp}}{A_{c,sp}^0} \cdot \psi_{s,sp} \cdot \psi_{ec,sp} \cdot \psi_{re,sp} \cdot \psi_{h,sp} \cdot \psi_{ucr,N} \quad (2.26)$$

$N_{Rk,sp}$	=	charakteristischer Widerstand gegen Spalten	[kN]
-------------	---	---	------

$N_{Rk,c}^0$	=	charakteristischer Widerstand für eine Einzelbefestigung ohne Randeinfluss gegen Betonausbruch	[kN]
$A_{c,sp}^0$	=	Fläche des ungestörten Betonausbruchs	[mm ²]
$A_{c,sp}$	=	vorhandene Fläche des Betonausbruchs	[mm ²]
$\psi_{s,sp}$	=	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses von Rändern auf Betonausbruch	[-]
$\psi_{ec,sp}$	=	Faktor zur Berechnung möglicher Exzentrizitäten der Belastung	[-]
$\psi_{re,sp}$	=	Schalenabplatzfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses von oberflächennaher dichter Bewehrung	[-]
$\psi_{h,sp}$	=	Berücksichtigung der Bauteildicke auf den charakteristischen Widerstand	[-]
$\psi_{ucr,sp}$	=	erhöht bei nachgewiesenem ungerissenen Beton den charakteristischen Widerstand gegen Betonausbruch	[-]

Der Index „sp“ des charakteristischen Widerstandes gegen Betonausbruch steht für splitting, also Spalten des Betons.

Stahlversagen:

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad (2.27)$$

$N_{Rk,s}$	=	charakteristischer Widerstand unter Stahlbruch	[kN]
A_s	=	Spannungsquerschnitt an der Versagensfläche	[mm ²]
f_{uk}	=	Zugfestigkeit	[N/mm ²]

Der charakteristische Widerstand $N_{Rk,s}$ ist im Allgemeinen der Zulassung zu entnehmen. Der Index „s“ steht hierbei für den Versagensfall Stahlbruch.

Jede Produktzulassung beinhaltet die Berechnung der dargestellten Versagensfälle und muss für die Nachweise herangezogen werden. Für jedes Produkt können sich Abweichungen von der allgemeinen Berechnung ergeben [11], [34], [62].

Um das Tragverhalten von Hinterschnitt- und Metallspreizdübeln tiefgreifender zu verstehen, muss das Verhalten von Beton infolge von Zug- bzw. Druckbelastung genauer betrachtet werden. Das zuvor beschriebene Bemessungsverfahren basiert laut ELIGEHAUSEN und MALLEÉ auf der Erkenntnis, dass die Zugfestigkeit proportional zur Wurzel aus der Druckfestigkeit ist. Diese Beziehung geht in die Berechnung von Bruchlasten mithilfe der Wurfelfunktion des Würfeldruckes ein. Die Gewindeflanken drücken sich in den Beton infolge von Zugbelastungen, die Spannungs-Dehnungs-Beziehung verläuft hier nahezu linear. Das linear-elastische Materialverhalten ist auch an zugbeanspruchten Betonkörpern zu beobachten (siehe Abbildung 20). Entspricht die Zuglast der Bruchlast, reißt der Beton an der schwächsten Stelle mit der kleinsten Zugfestigkeit. Der abfallende Ast ist dabei von der Reibung zwischen den Gesteinskörnungen und der Mikrorissbildung im Gefüge abhängig. [11, S.37-65]

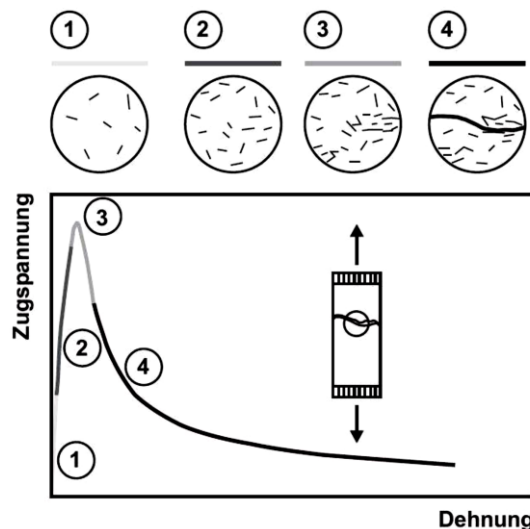


Abbildung 20: Zugbeanspruchter Beton und die Phasen der Rissentstehung aus [63]

Die erste Phase der Spannungs-Dehnungs-Beziehung zeigt einen linearen Anstieg der Last, es liegt ein ungerissener Beton vor. Im nächsten Abschnitt der linear-elastischen Materialbeziehung entstehen vermehrt Mikrorisse senkrecht zur Lastrichtung. Darauf folgend wird die Bruchlast bzw. die Zugfestigkeit erreicht. Mikrorisse schließen sich zusammen bis schließlich die abfallende Last zu Makrorissen führt [63].

Befestigungen in Beton versagen unter Axialzugbelastung ähnlich. Allerdings verursachen die lastübertragenden Gewindeflächen erhöhte Spannungsverhältnisse oberhalb der Druck- und Zugfestigkeit eines reinen Betonprobekörpers. Diese verursachen zu einem wesentlich früheren Zeitpunkt hohe Verformungen und Mikrorissbildungen an den Gewindeflanken. Aus diesem Grund kann mit einem rein linear-elastischen Verhalten das Verformungs- und Rissverhalten in den ersten beiden Phasen bis zur Bruchlast nicht ausreichend genau dargestellt werden.

Mithilfe dieser Erkenntnisse und eines numerischen Programms haben PEIER und SEGHEZZI (in: ELIGEHAUSEN und MALLEÉ [11, S.37-65]) das Verhalten eines zugbeanspruchten Metallspreizdübels analysiert (siehe Abbildung 21).

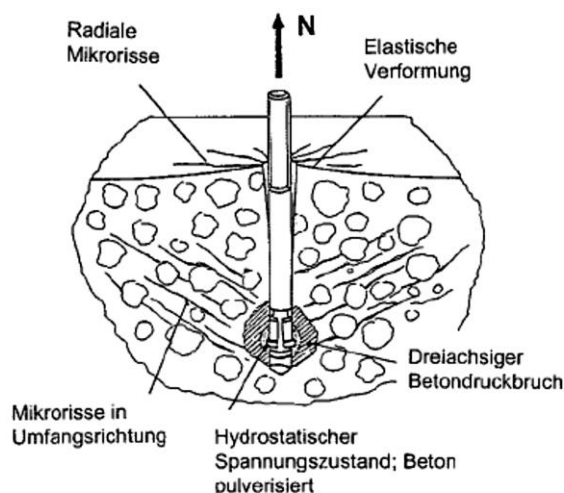


Abbildung 21: Rissentstehung unter Axialzugbelastung eines Metallspreizdübels [11, S.43, Bild 3.11]

SEGHEZZI kam zu dem Schluss, dass durch einen hydrostatischen Druckzustand um das Spreizelement herum der Beton zerstört wird. Gleichzeitig werden Rissverläufe am Spreizelement bis zur Oberfläche des Verankerungsgrundes erzeugt. Oberflächennahe Risse um den Schaft herum

treiben das Versagen zusätzlich voran. Ist das Spreizelement des Metallspreizdübels ausreichend groß, tritt ein Versagen durch Betonausbruch ein. Dazu müssen die „Mikrorisse in Umfangsrichtung“ laut ELIGEHAUSEN und MALLEÉ annäherungsweise bis zur Oberfläche des Verankerungsgrundes gelangen. Liegt jedoch ein zu kleines Spreizelement vor, kann ein Versagen oberhalb des hydrostatischen Spannungszustands eintreten. Der Beton versagt dabei unter Druck, das Befestigungsmittel versagt durch Herausziehen. [11, S.37-65]

2.5.3. Tragverhalten von Verbunddübeln in Beton und Asphalt

Das Wirkungsprinzip der Asphaltschraube ist eine Kombination aus einem Hinterschnitt der Gewindegänge (Formschluss) und einem Verbundmörtel (Stoffschluss). Der auf Epoxidharz basierende Mörtel dringt in die Poren des Asphalts ein und verursacht auf diese Weise einen festen Verbund mit dem Untergrund. Die Widerstände der Asphaltschraube gegenüber Belastungen sind durch die Kombination der Wirkungsprinzipien nur über Versuche ermittelbar.



Abbildung 22: Asphaltschrauben mit zugehörigem Verbundmörtelsystem

Nach der Reinigung des Bohrlochs mithilfe der zugehörigen Handbürste wird Mörtel mithilfe einer Auspresspistole in das Bohrloch gepresst. Die richtige Bohrlochreinigung spielt dabei laut COOK aus [64] eine grundlegende Bedeutung.

Das aus zwei Kammern (Harz und Härter) und einem angeschraubten Mischer bestehende Mörtelsystem wird in die zugehörige Auspresspistole gesetzt. Anschließend wird die Schraube montiert. Ein Teil des Verbundmaterials muss dabei am Schraubenkopf austreten. Nur so wird gewährleistet, dass das Material einen vollständigen Verbund mit dem Untergrund aufweist. Die Montage jedes Produktes erfolgt nach Herstellerangaben.

Die Versagensfälle der Asphaltschraube sind noch nicht untersucht. Durch die Kombination der Wirkungsprinzipien kann zunächst lediglich eine Einschätzung durch die Betrachtung der Versagensarten von Betonschrauben und Verbunddübeln aus der Literatur stattfinden.

Herkömmliche Verbunddübelssysteme bestehen aus einem Injektionsmörtel und einer Ankerstange, diese weist einen kleineren Querschnitt auf als das Bohrloch. Ein Hinterschnitt des Bohrlochs ist demnach nicht gegeben. Nachfolgend sind in Abbildung 23 die Versagensarten nach COOK ET AL. (In: ELIGEHAUSEN und MALLEÉ [11, S.167-188] und COOK ET AL. aus [65].

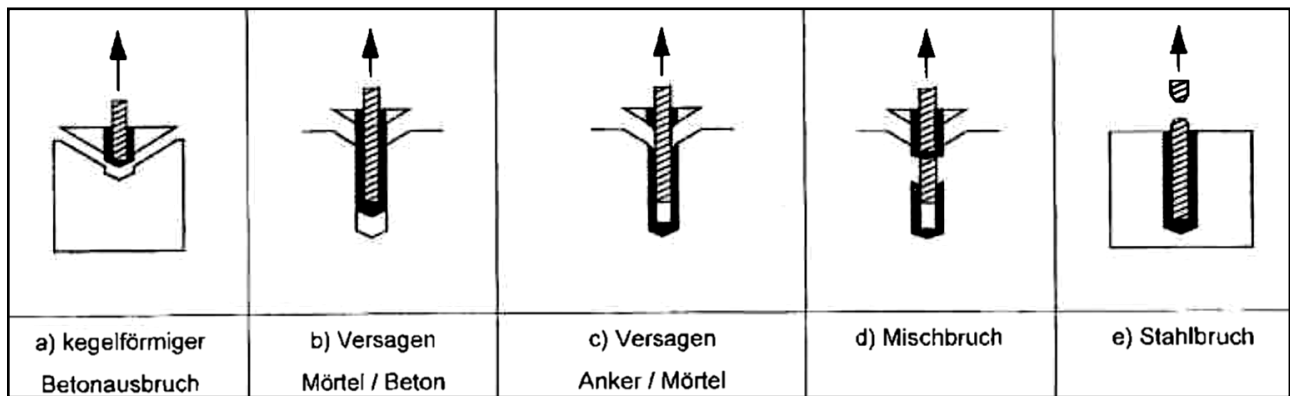
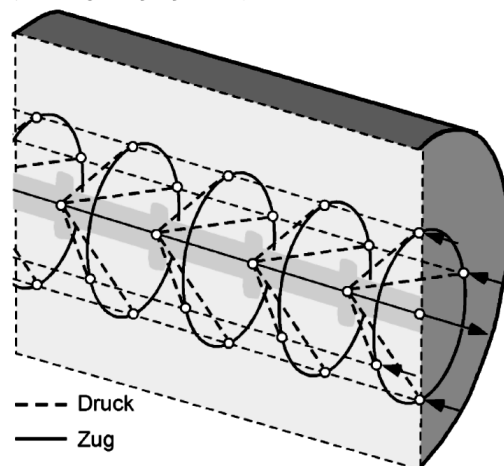


Abbildung 23: Versagensfälle von Verbunddübeln in Beton unter Axialzug nach Cook und andere in: [11, S.167, Bild 6.1]

Die sich einstellenden Versagensfälle sind laut ELIGEHAUSEN und MALLEÉ vergleichbar mit denen von Hinterschnittdübeln (siehe Abbildung 19). Ein kegelförmiger Betonausbruch über die gesamte Dübellänge ist hier allerdings nur bei geringen Verankerungstiefen zu beobachten. Kombiniertes Versagen tritt in der Regel unter Verwendung von größeren Verankerungstiefen auf. Hier versagt hauptsächlich der Verbund, an der Oberfläche stellt sich außerdem ein Ausbruchkegel mit geringer Tiefe ein. Das Verbundversagen kann an drei unterschiedlichen Bruchflächen auftreten. Zwischen Mörtel und Beton, Anker und Mörtel oder als Mischbruch an beiden Grenzflächen. Eine sehr große Verankerungstiefe kann dazu führen, dass sich der Bruch des Ankers einstellt. Dazu muss die übertragbare Verbundkraft höher sein als die Festigkeit des Ankers [11, S.167-188], [66], [67], [68].

Auch die Verbundmechanismen und Kraftübertragung von einbetonierten Bewehrungsstäben können für ein besseres Verständnis von Mörtelsystemen herangezogen werden. LETTOW beschreibt übertragene Haftungs-, Scher- und Reibungskräfte während dem Versagensfall des Herausziehens und ihren Einfluss auf die Verbundspannung [69]. Die Verbundspannung bzw. Verbundkraft bezeichnet die über Haftung übertragbare maximale Belastung.

Tragwirkung der Verbundkräfte
(Druckkegel-Zugring-Modell)



Bildung von inneren Mikrorissen
(bis vor Erreichen der Höchstlast)

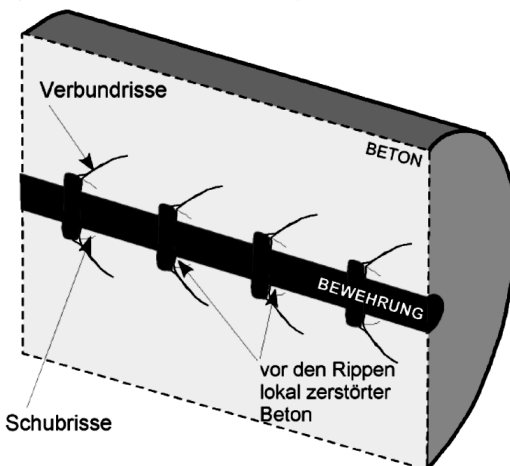


Abbildung 24: Übertragung von Verbundkräften mithilfe des Druckkegel-Zugring-Modells nach SCHLAICH und SCHÄFER (1989) in [69]

Die sich einstellenden Last-Verschiebungskurven infolge einer Zugbelastung zeigen laut MESZAROS eine Abhängigkeit von der Steifigkeit und der Verbundkraft des Injektionsmörtels (siehe Abbildung 25).

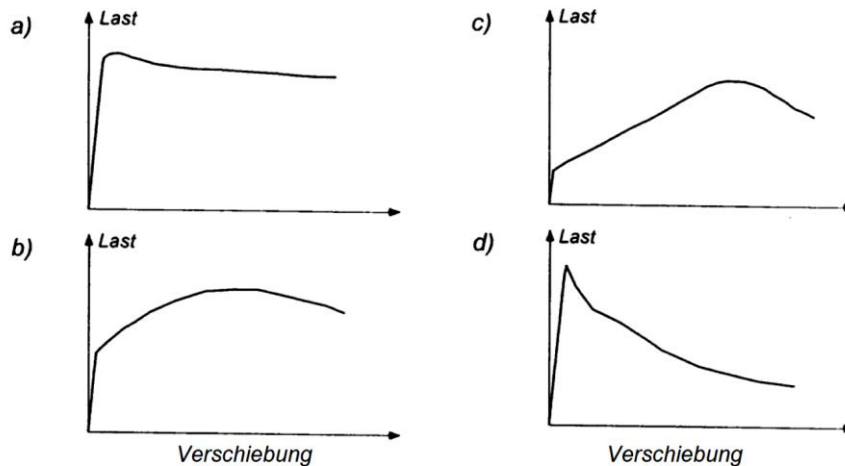


Abbildung 25: Last-Verschiebungskurven von Verbunddübeln nach MESZAROS [63, S.101, Bild 4.1]

Wird das Befestigungsmittel im Zuge einer Axialzugbelastung herausgezogen, können sich verschiedene Kraft-Verschiebungsverläufe zeigen. Bis zum Erreichen der Bruchlast ist der Last-Verschiebungsverlauf annähernd elastisch, wenn eine hohe Klebekraft und Steifigkeit vorliegt. Der abfallende Ast ist dann vor allem von der Klebekraft und der sich einstellenden Bruchfläche abhängig. Eine hohe Klebekraft nach Erreichen der Bruchlast zeigt eine stark zunehmende Verschiebung mit langsam abfallender Last (siehe Abbildung 25, a).

Hohe Reibungskräfte durch das Versagen zwischen Beton und Injektionsmörtel hingegen sorgen vor dem Erreichen der Bruchlast für einen nicht linearen Verlauf. Der maximale Wert tritt unter einer großen Verschiebung auf. Nachdem die höchste Last erreicht wurde, verzeichnet sich ein vergleichsweise schneller Abfall (siehe Abbildung 25, b). Je nachdem, welche Klebekraft im Verhältnis zur Reibungskraft vorliegt, können dabei unterschiedliche Verläufe beobachtet werden (siehe Abbildung 25, c). Der lineare Anstieg zu Beginn der Last-Verschiebungskurve stellt hierbei die Klebekraft dar.

Versagt das System zwischen Gewindestange und Mörtel, fällt der abfallende Ast sehr schnell. Große Reibungskräfte sind hier nicht vorhanden. Der Mörtel zwischen den Gewindegängen wird zunächst abgeschert und das Befestigungsmittel wird durch das Bohrloch hindurch gezogen [64].

Die Montage erfolgt nach Herstellerangabe. Je nach Produkt können sich unterschiedliche Verbundfestigkeiten einstellen. Nach ELIGEHAUSEN und MALLEÉ liegen die Verbundfestigkeiten von zugelassenen Verbundsystemen zwischen 10 N/mm^2 und 15 N/mm^2 . Die genaue Höhe der Festigkeit stellt einen produktabhängigen Wert dar. Eine sehr hohe Betonfestigkeit kann zur Reduzierung der Verbundfestigkeit führen, da durch die hohe Packungsdichte ein glattes Bohrloch entsteht.

Berechnet werden können Verbundfestigkeiten unter dem Versagensfall Herausziehen auf den Durchmesser der Ankerstange, dies ist nach COOK ET AL. in: ELIGEHAUSEN und MALLEÉ zulässig [11, S.167-188]. Den wichtigsten Faktor für die Verbundfestigkeit stellt der Mörtel dar. Je kleiner die Moleküle des Produktes sind, desto tiefer kann es in die Poren des Bohrlochs eindringen und einen höheren Verbund mit dem Verankerungsgrund eingehen.

Tragverhalten von Einzel- und Gruppenbefestigungen in der Fläche und am Rand in Beton

Die sich durch den Hinterschnitt einstellenden Versagensfälle sind in Abbildung 19 bereits beschrieben. Bruchlasten für einzelne Verbunddübel in der Fläche können mit folgender Gleichung 2.28 berechnet werden. Um das Tragverhalten von Verbunddübeln richtig abzubilden, gilt es, den Parameter Verbundspannung ausreichend genau berechnen zu können. Die Einflussfaktoren sind durch ELIGEHAUSEN ET AL. experimentell und numerisch genau untersucht worden [70]. Daraus ergab

sich, dass nicht nur die Art des Injektionsmörtels großen Einfluss hat, sondern auch die Betondruckfestigkeit, Betonzusammensetzung, Ankerstangendurchmesser. Hochfeste Betone beispielsweise zeigen eine geringere Verbundfestigkeit aufgrund der glatten Bohrlochwandung durch kleinere Porengrößen.

ELIGEHAUSEN ET AL. konnte ein verbessertes Bemessungskonzept erarbeiten, sowohl für Einzel- als auch Gruppenbefestigungen [71]. Die Probekörpertemperatur spielt dabei nach KUNZ in [64] ebenfalls eine große Rolle. Es gilt nach [61], [72]:

$$N_u^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_u \quad (2.28)$$

N_u^0	=	Bruchlast für Verbunddübel	[N]
d	=	Durchmesser	[mm]
h_{ef}	=	Verankerungstiefe	[mm]
τ_u	=	Verbundspannung	[N/mm ²]

Der Einfluss einer Gruppenbefestigung oder einer Einzelbefestigung am Rand kann analog zu den Einflüssen von Hinterschnittdübeln berechnet werden (siehe Gleichung 2.29).

$$N_u = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot N_u^0 \quad (2.29)$$

N_u^0	=	Bruchlast einer Einzelbefestigung ohne Randeinfluss	[kN]
$A_{c,N}^0$	=	Fläche des ungestörten Betonausbruchs	[mm ²]
$A_{c,N}$	=	vorhandene Fläche des Betonausbruchs	[mm ²]
$\psi_{s,N}$	=	Reduzierungsfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses von Rändern auf Verbundversagen	[-]
$\psi_{ec,N}$	=	Faktor zur Berechnung möglicher Exzentrizitäten der Belastung	[-]

Die projizierte Fläche $A_{c,N}^0$ wird analog zur Fläche unter Betonausbruch für Hinterschnittdübel berechnet.

2.5.4. Schlussfolgerungen für Befestigungen in Asphalt

Für eine Bemessung von Befestigungen in Asphalt müssen die relevanten Einflussfaktoren ergänzt werden. Aufgrund der bereits in diesem Kapitel beschriebenen ähnlichen Zusammensetzung von Gesteinskörnung und Bindemittel der Werkstoffe Beton und Asphalt kann eine analoge Bemessung zu Befestigungen in Beton in Betracht gezogen werden. Die bereits beschriebenen Gleichungen aus der Bemessung der Befestigungstechnik sind übertragbar, da hier mit Lasteinzugsflächen und ihrer Reduzierung durch Einflussfaktoren gerechnet wird. Zusätzlich sollte jedoch die hohe Temperaturabhängigkeit einbezogen werden. Bruchlasten müssen dann in Abhängigkeit der am ungünstigsten auftretenden maximalen Erwärmung berechnet werden. Die einzelnen Faktoren zur Reduzierung der aufnehmbaren Lasten sind noch zu ermitteln.

Grundsätzlich ist zu prüfen, wie sich die Steifigkeit des Werkstoffes in Abhängigkeit von der Temperatur verändert. Außerdem ist der Einfluss der Packungsdichte des Asphalts auf die übertragbare Kraft mittels eines Verbundmörtels zu analysieren. Da eine hohe Packungsdichte des Asphalts zu einer Abminderung der Verbundfestigkeit führen kann, sollten bestmögliche Mischungen Verwendung finden. Ein Splittmastixasphalt mit Ausfallskörnung, gebrochenem Korn und Hohlräumen kann für Befestigungen in Asphalt von Vorteil sein. Dies wird im anschließenden Kapitel 3.2 näher untersucht.

3. Vorversuche zur Entwicklung und Planung eines Prüfprogramms – Beschreibung angewandter Methoden und untersuchter Asphalte

3.1. Einleitung

Um zunächst eine grobe Einschätzung für Befestigungen in Asphalt zu erlangen und darauffolgend einen Versuchsplan zu erstellen, werden zunächst Vorversuche durchgeführt. Anhand dieser Vorversuche gilt es Randbedingungen für den in Kapitel 4 vorgestellten Versuchsplan zu erlangen. Die in Kapitel 3.2 beschriebenen Versuche sind an kostengünstigen Asphaltprobekörpern aus Asphaltbeton und Splittmastixasphalt durchgeführt worden.

Weiterführend erfolgt eine Analyse an einer eigens hergestellten Musterasphaltfläche.

3.2. Vorversuche zur ersten Einschätzung des Tragverhaltens von Befestigungen in Asphalt und Basis zur Erstellung eines Prüfprogramms

3.2.1. Verwendete Asphaltarten

Um die grundsätzlichen Fragen der Tragfähigkeit von Befestigungen in Asphalt besser beantworten zu können, wurden zunächst Vorversuche an Probekörpern aus zwei unterschiedlichen Asphaltarten durchgeführt (Asphaltbeton und Splittmastixasphalt). Dabei kamen verschiedene Bindemittelgehalte zum Einsatz. Zum direkten Vergleich wurde die maximal aufnehmbare Last ermittelt.

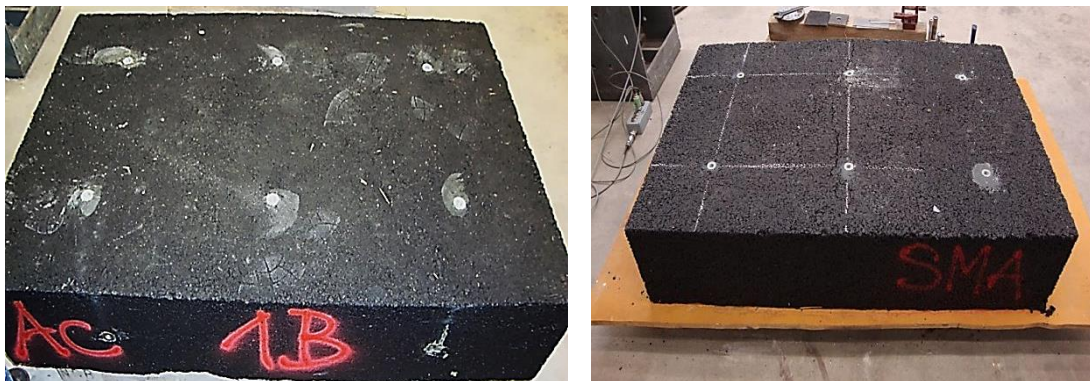


Abbildung 26: Probekörper zur Durchführung der Vorversuche

Für die relevanten Befestigungssysteme müssen zunächst alle Einflüsse auf das Tragverhalten untersucht werden, um ein darauf basierendes Prüfprogramm mit allen maßgebenden Lasteinwirkungen erarbeiten zu können. Die solare Einstrahlung und das Temperaturleitverhalten des Asphalts stellen hier den größten möglichen Einfluss im Zuge einer Belastung dar.

Um das Tragverhalten des Asphalts grundsätzlich zu untersuchen, wurden zwei üblich eingesetzte Asphaltarten betrachtet. Der Splittmastixasphalt unterscheidet sich vom Asphaltbeton vor allem durch seine hohe Standfestigkeit, verursacht durch die Korngrößenverteilung mit Ausfallkörnung und die Verwendung von gebrochener Gesteinskörnung. Die Hohlräume sind weitgehend durch Bindemittel ausgefüllt und bilden so ein gestärktes Korngerüst. Der Asphaltbeton hat eine durchgängige Sieblinie und besteht aus einer dichten und hohlraumarmen Packung (siehe Kapitel 2.21 „Einfluss der Werkstoffzusammensetzung“ in: [13]).

3.2.2. Vorversuche zur Ermittlung von Grundlagen infolge stoßartiger Belastung

Um den Einfluss des Hohlraumes und des Bitumenanteils auf die Tragfähigkeit von Befestigungen zu überprüfen, wurden vier Asphaltprobekörper hergestellt. Zwei Probekörper aus Asphaltbeton und zwei

aus Splittmastixasphalt. Jede Asphaltart wurde wiederum mit zwei Bindemittelanteilen hergestellt. Folgende vier Asphaltkörper wurden für eine bessere Bewertungsmöglichkeit der Ergebnisse gewählt:

- Platte 1A: Asphaltbeton AC 11 DS mit 5,8% Bitumenanteil
- Platte 1B: Asphaltbeton AC 11 DS mit 4,3% Bitumenanteil
- Platte 2A: Splittmastixasphalt SMA 11 S mit 6,2% Bitumenanteil
- Platte 2B: Splittmastixasphalt SMA 11 S mit 4,7% Bitumenanteil

Die Asphaltplatte 1A stellt hier eine praxisübliche Rezeptur dar. Die Platte 1B wurde mit vermindertem Bitumengehalt hergestellt. Das Gleiche gilt auch für die Platten des Splittmastixasphalts. Zur besseren Vergleichbarkeit wurde für alle Probekörper die Bitumenart 50/70 eingesetzt. Aufgrund des hohen Arbeitsaufwandes wurden diese Versuche lediglich für erste Untersuchungen an Befestigungen in Asphalt gewählt und sind daher statistisch nicht untersucht bzw. ausgewertet worden.

Versuchsvorbereitung, Versuchsdurchführung und Ergebnisdiskussion

Die Probekörper wurden vor Ort und mit Hilfe des Asphaltwerks Darmstadt der Firma Mitteldeutsche Hartstein-Industrie GmbH Hanau (kurz MHI) hergestellt (Abbildung 27). Die Verdichtung fand schichtweise in einer Holzschalung mit einer im Straßenbau üblichen Rüttelplatte statt. Die eingesetzte Rüttelplatte des Typs Ammann AVP/APF 1240 Ho wurde direkt nach der Herstellung des heißen Asphalts eingesetzt, um eine möglichst hohe Verdichtung gewährleisten zu können. Die Probekörper wurden an einem heißen Sommertag im Jahre 2014 hergestellt. Dabei wurde die hohe Benetzbarkeit des Bitumens bei hohen Temperaturen für die Dauer der Herstellung ausgenutzt.



Abbildung 27: Asphaltprobenherstellung

Die Durchführung des Versuchs erfolgte in Anlehnung an die ETAG 001 [1] mit den in Abbildung 28 dargestellten Rand- und Achsabständen. Der verwendete Schraubanker mit einem Durchmesser von 22 mm und einer Verankerungstiefe h_{ef} von 155 mm wurde in das mit Injektionsmörtel gefüllte Bohrloch drehend montiert und bestand aus verzinktem Stahl (siehe Abbildung 28).

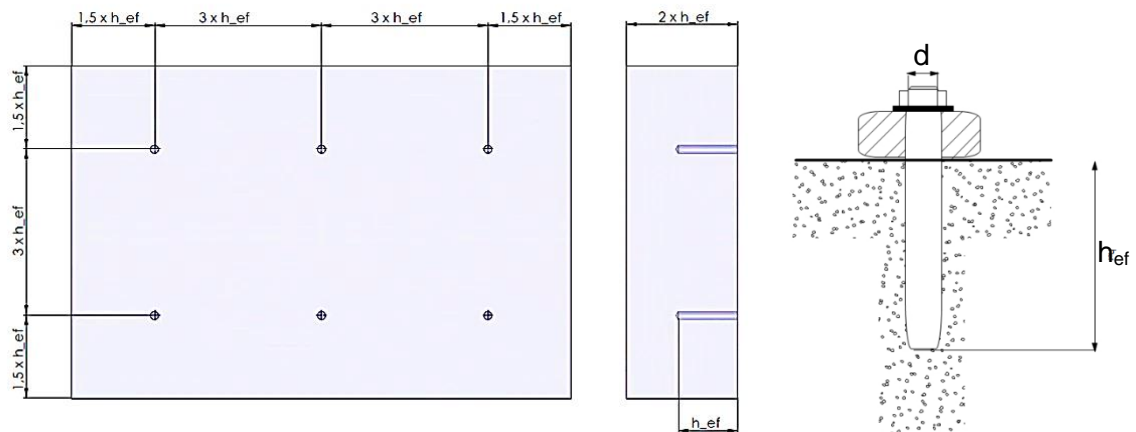


Abbildung 28: Rand- und Achsabstände der Schraubanker im Asphaltprobekörper

Nach Montage der Anbauteile wurde die Zugkraft über eine servohydraulische Belastungsvorrichtung in einem klimatisierten Raum mit 20°C stoßartig aufgebracht (Abbildung 29).

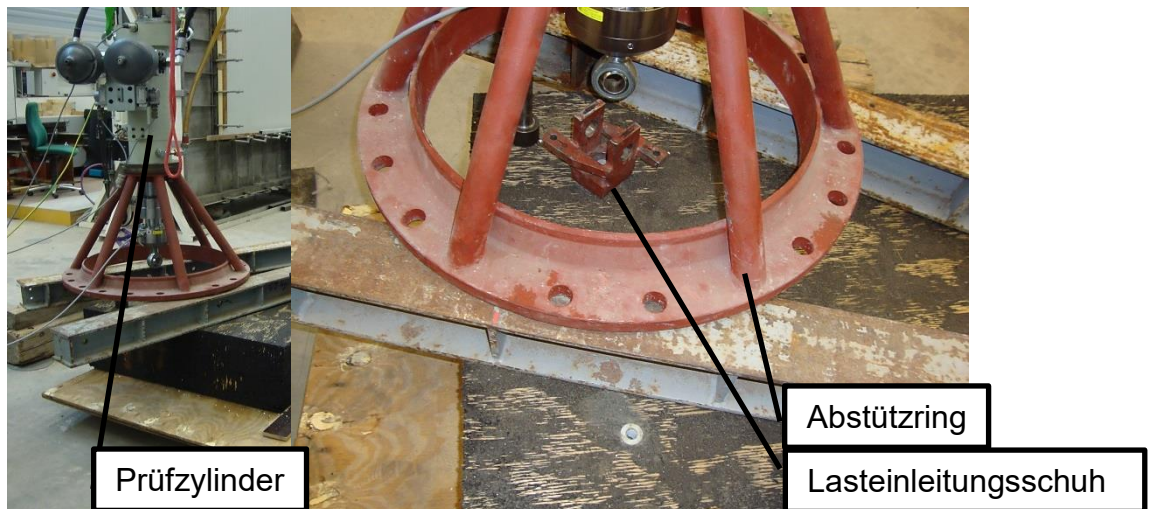


Abbildung 29: Versuchsaufbau

Als Steuersignal wurde kraftgesteuert ein Rechteckimpuls mit Lastbegrenzung gewählt, der Last-Zeit-Verlauf ist der Abbildung 30 zu entnehmen. Hellblau hinterlegt ist das angestrebte Rechtecksignal zu erkennen und die Annäherung der realen Versuchskurve. Die Last sollte ungefähr in 1s erreicht werden. Die iterativ zu ermittelnde Grenzlast stellt hier die Last vor einer Rissbildung, einem Asphaltausbruch oder dem Auszug der Befestigung dar.

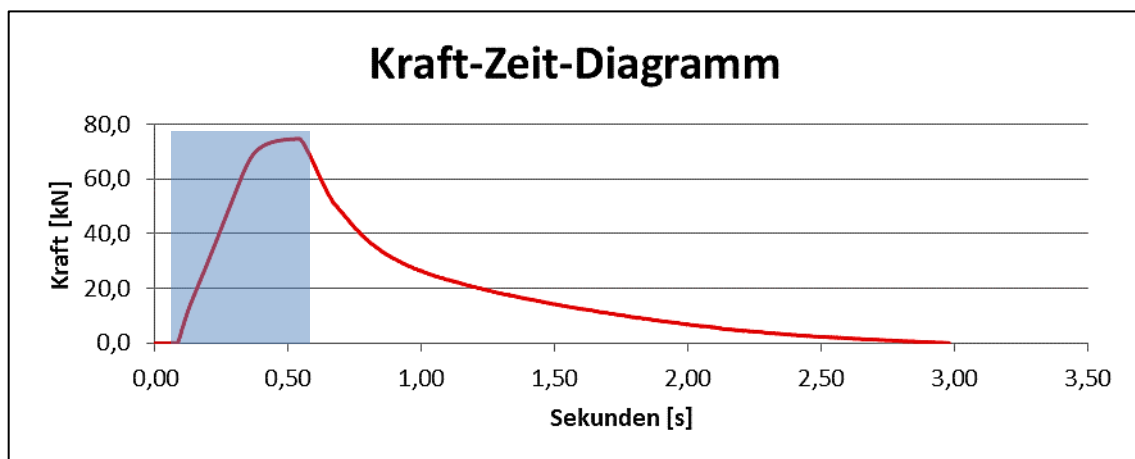


Abbildung 30: Belastungsgeschwindigkeit im Zugversuch

Die Ergebnisse der Versuche sind im Anhang A der Tabelle 2 zu entnehmen.

Am Beispiel des Probekörpers 2A (Splittmastixasphalt, SMA 11 S 50/70 6,2% Bitumen), sind die Ergebnisse der iterativen Grenzlastbestimmung aufgezeigt. Liegt nach der Belastung kein Riss vor, wird die Last im folgenden Zugversuch erhöht, solange bis eine Rissbildung, ein Asphaltausbruch oder der Auszug der Befestigung erreicht ist. Im Versuch an der Asphaltplatte 2A wurde die Last der Zugversuche Nr. 1 bis 5 von 60 kN auf 75 kN stufenweise erhöht. Es wurde keine Rissbildung beobachtet. Im Zugversuch Nr. 6 wurde mit 85 kN ein Asphaltausbruch erreicht, die Grenzlast beträgt demzufolge ungefähr 75 kN.

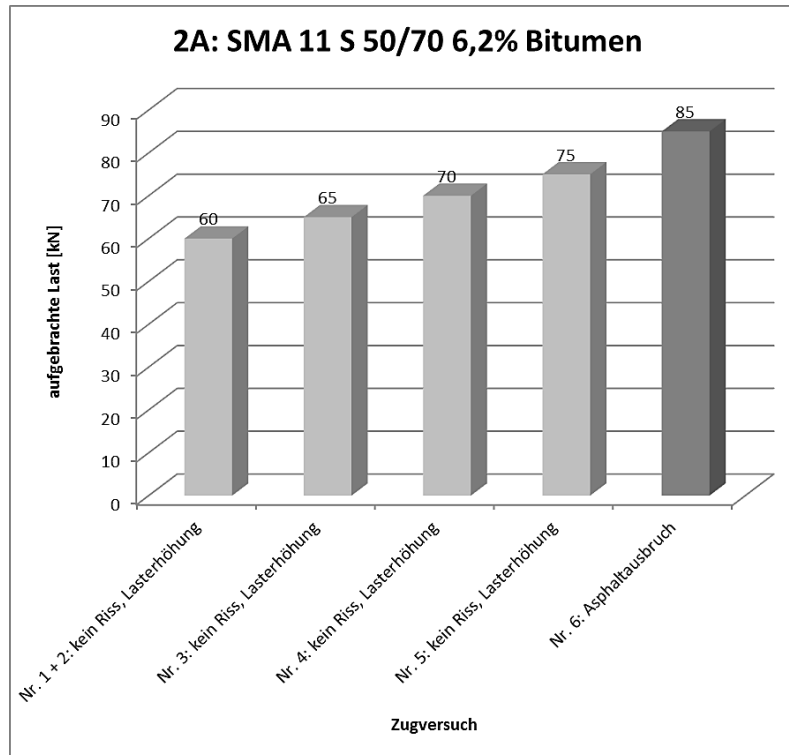


Abbildung 31: Iterative Grenzlastbestimmung am Beispiel des Asphaltprobekörpers 2A

Vergleichend konnten folgende in Tabelle 3 dargestellten Grenzlasten aufgebracht werden.

Tabelle 3: Im Zugversuch erzielte Grenzlasten ohne Rissbildung bzw. Ausbruch

Plattennr.	1A	1B	2A	2B
Bezeichnung	AC 11 DS 5,8%	AC 11 DS 4,3%	SMA 11 S 6,2%	SMA 11 S 4,7%
Grenzlast ohne Rissbildung	65 kN	55 kN	75 kN	60 kN

Es ist zu erkennen, dass mit steigendem Bitumengehalt auch die maximal übertragbare Last der Befestigung steigt. Außerdem überträgt der Splittmastixasphalt mit normalem Bitumengehalt die höchsten Lasten. Während der Versuche konnte beobachtet werden, dass bitumenreduzierte Asphalte eher zum Ausbruch neigen. Die von der ETAG geforderten Rand- und Achsabstände lagen demnach deutlich auf der sicheren Seite. Die Ergebnisse der Versuche sind in der Tabelle A 1 im Anhang zu finden.

3.2.3. Vorversuche zur Ermittlung von Grundlagen infolge statischer Belastung

Aus den vorangegangenen Untersuchungen zur stoßartigen Belastung an Befestigungen in Asphalt ging hervor, dass die von der ETAG geforderten Rand- und Achsabstände bedeutend auf der sicheren Seite lagen. Zur Durchführung der Querkzugversuche können deshalb geringere Maße gewählt werden. Der Randabstand betrug 15 cm, der Achsabstand 25 cm.

Für die Durchführung der Versuche wurden die in Kapitel 3.2.2 beschriebenen Probekörper verwendet.

Versuchsaufbau, Versuchsdurchführung und Ergebnisdiskussion

Die Messung der Last erfolgte mit einer elektrischen Kraftmessdose (Typ: GTM 50 kN), die Verschiebungen in Lasttrichtung werden mit einer mechanischen Messuhr ermittelt.

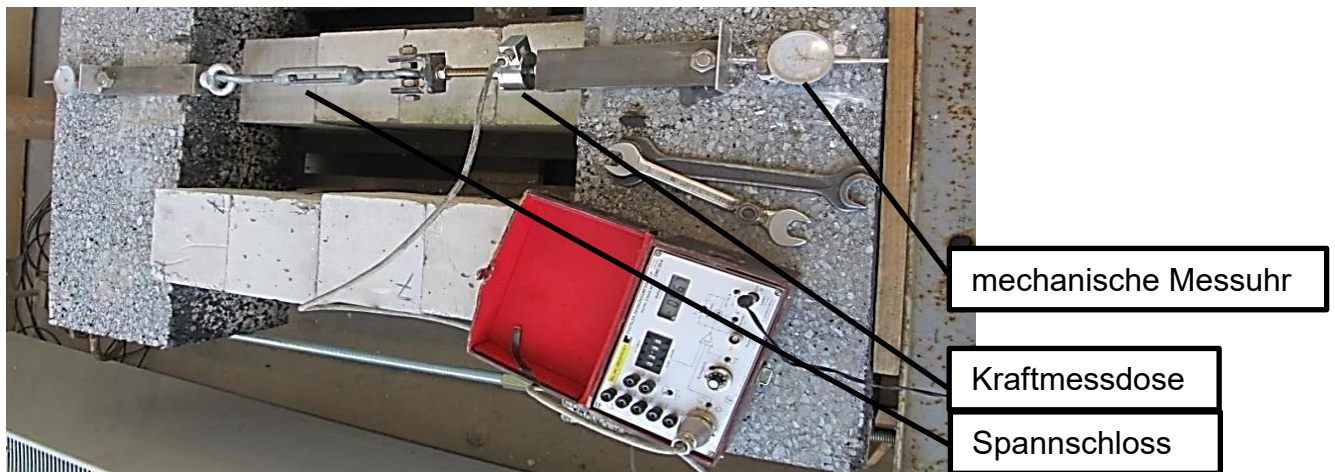


Abbildung 32: Versuchsaufbau

Der Anschluss der Lasteinleitungskonstruktion wurde so ausgeführt, dass die Last an der Plattenoberfläche angreift.



Abbildung 33: Zugrichtung in der Ebene der Asphaltprobe

In zuvor festgelegten Zeitabständen wurde das Lastniveau gemessen und die Last wieder auf die angestrebte Lasthöhe mittels eines Spannschlusses aufgebracht. Folgende Zeitabstände zur Messung wurden gewählt:

- Während der ersten Stunde: alle 10 Minuten
- Während der folgenden Stunde: alle 30 Minuten
- Während der folgenden 4 Stunden: jede Stunde
- Während der nächsten 10 Tage: jeden Tag
- Von da an: alle 5-10 Tage

Zunächst wurden 2,5 kN auf eine Einzelbefestigung aufgebracht.

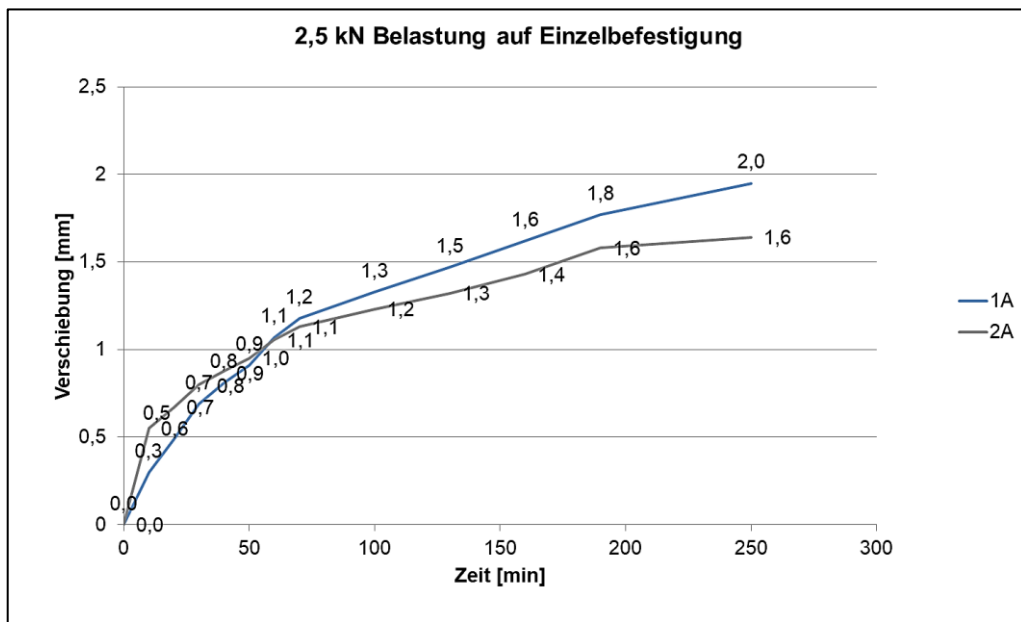


Abbildung 34: Verschiebungskurve unter Querkzugbelastung mit 2,5 kN

Nach ca. 4 Stunden konnte eine Rissbildung festgestellt werden, die Last wurde im Zuge des nächsten Versuches auf 1 kN reduziert.

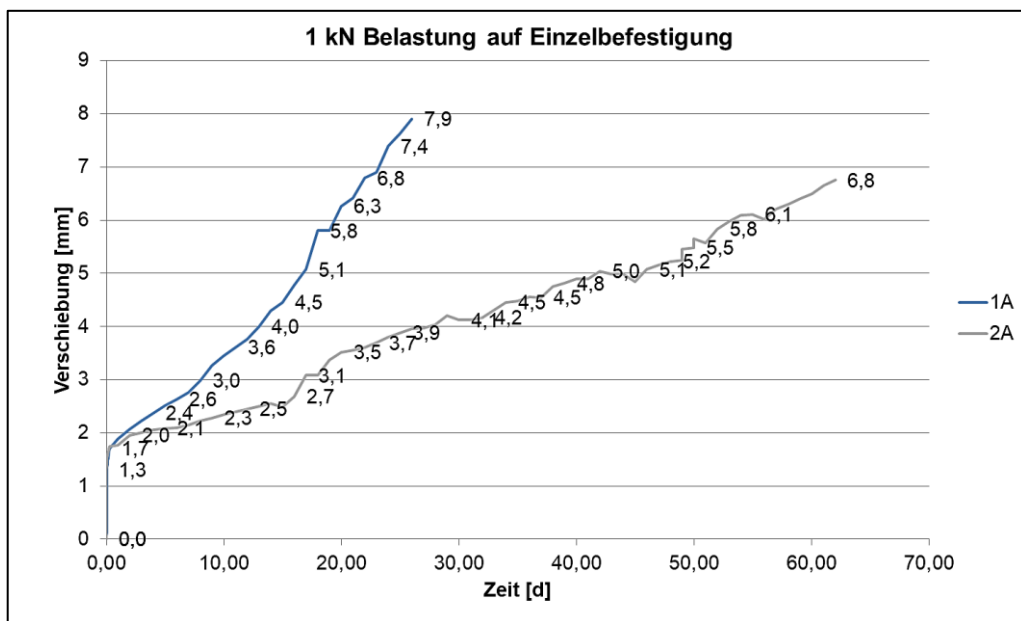


Abbildung 35: Verschiebungskurve unter Querkzugbelastung mit 1 kN

Am Probekörper 1A konnte bereits nach 26 Tagen eine Rissbildung festgestellt werden. Nach 96 Tagen Laufzeit wurde der Versuch beendet. Am Probekörper 2A (Splittmastix) war keine Rissbildung zu erkennen (siehe Abbildung 12 im Anhang). An der Verschiebung und ihrer Zunahme ist allerdings zu erkennen, dass sich die Verformung im Laufe der Zeit nicht auf einen Endwert stabilisierte. Zwischen den Beobachtungszeitpunkten wurde bemerkt, dass sich die Lasthöhe reduziert. Vor der Messung der Verschiebung wurde deshalb die zu prüfende Last wieder aufgebracht. Weitere Abbildungen aus der Versuchsreihe sind dem Anhang Abbildung A 1 und Abbildung A 2 zu entnehmen.

3.3. Funktionsprüfung für LAU-Anlagen durch stoßartige Belastung in situ mit anschließender Dichtigkeitsprüfung

3.3.1. Versuchsbeschreibung

Auf dem Firmengelände der Firma *TOGE Dübel GmbH & Co. KG* in Nürnberg entstand die zu prüfende Asphaltmusterfläche für Anlagen zum Lagern, Abfüllen und Umschlagen von wassergefährdenden Stoffen (nachfolgend LAU-Anlagen genannt). Die montierten Befestigungen wurden mit Hilfe einer servohydraulischen Belastungsvorrichtung getestet. Die Festlegung der in Nürnberg zu überprüfenden Grenzlast erfolgte auf Basis von bereits durchgeführten Vorversuchen (siehe Kapitel 3.2.2). Die während dieser Vorversuche ermittelte mögliche Maximallast stellt hier die Last vor einer Rissbildung, eines Asphaltausbruchs oder dem Auszug der Befestigung dar. Aus der im ungünstigsten Fall ermittelten Maximallast von 55 kN wurde mit einem Sicherheitsbeiwert von $\gamma \geq 3$ die nun zu überprüfende Grenzlast von 15 kN festgelegt.

Der minimale Sicherheitsbeiwert setzt sich zusammen aus folgenden Teilwerten:

- $\gamma_v = 1,20$ (statistische Unsicherheit)
- $\gamma_{R1} = 1,10$ (Bauteilwiderstand Stahl)
- $\gamma_{R1} = 1,50$ (Bauteilwiderstand Asphalt – richtige Ausführung des Asphaltaufbaus)
- $\gamma_F = 1,50$ (Belastungsseite, Beachtung der aufzubringenden Lasten)

Daraus ergibt sich der mindestens anzusetzende Sicherheitsbeiwert von $\gamma = 3$.

Die aus den Vorversuchen bereits ermittelten Achs- und Randabstände (0,3 m und 0,25 m) blieben unverändert. Zum Einsatz kam die Asphaltschraube mit einem Durchmesser von 22 mm und einer Verankerungslänge von 155 mm. Nach ETAG 001 [1] wurden für die statistische Ausarbeitung jeweils 5 Versuche unter gleichen Randbedingungen durchgeführt. Die Belastung erfolgte ebenfalls in Anlehnung an die Vorversuche als Rechteckimpuls mit Lastbegrenzung. Der Maximalwert sollte wie zuvor ungefähr in einer Sekunde erreicht werden. Auf die stoßartig aufgebrachte Axialzugkraft von 15 kN folgte eine Untersuchung der Asphaltfläche in der Umgebung des Befestigungselementes.

Rissbildungen waren mit bloßem Auge nicht zu erkennen. Weitere Untersuchungen des Verankerungsgrundes in Nähe des Befestigungsmittels sind in Kapitel 8 beschrieben. Anschließend wurden die untersuchten Befestigungen mittels Kernbohrung entnommen und die Dichtigkeit überprüft, um eine Gefährdung des Grundwassers gänzlich auszuschließen.

Als Referenzmessung galten 3 weitere Bohrkerne ohne Befestigungsmittel, die ebenfalls aus der Musterfläche stammten. Die Dichtigkeitsprüfung fand in Anlehnung an die DAfStb-Rili [32] statt. Nach der mittleren Beanspruchungsstufe für das Lagern (L), Abfüllen (A) und Umschlagen (U) von wassergefährdenden Stoffen in LAU-Anlagen gilt es, eine Beaufschlagung mit den infrage kommenden Stoffen zu testen. Über einen Prüfzeitraum von 144 h soll das Eindringverhalten im Bereich der Befestigung ermittelt werden. Für die Untersuchung kam eine 5%-Tensidlösung zum Einsatz. Durch die Herabsetzung der Oberflächenspannung ist hiermit das ungünstigste Eindringverhalten imitiert. Der Prüflüssigkeit wurde fluoreszierendes Uranin hinzugegeben, um die Eindringfront besser ermitteln zu können. Mit Hilfe einer ultravioletten Lampe wird Uranin sichtbar.

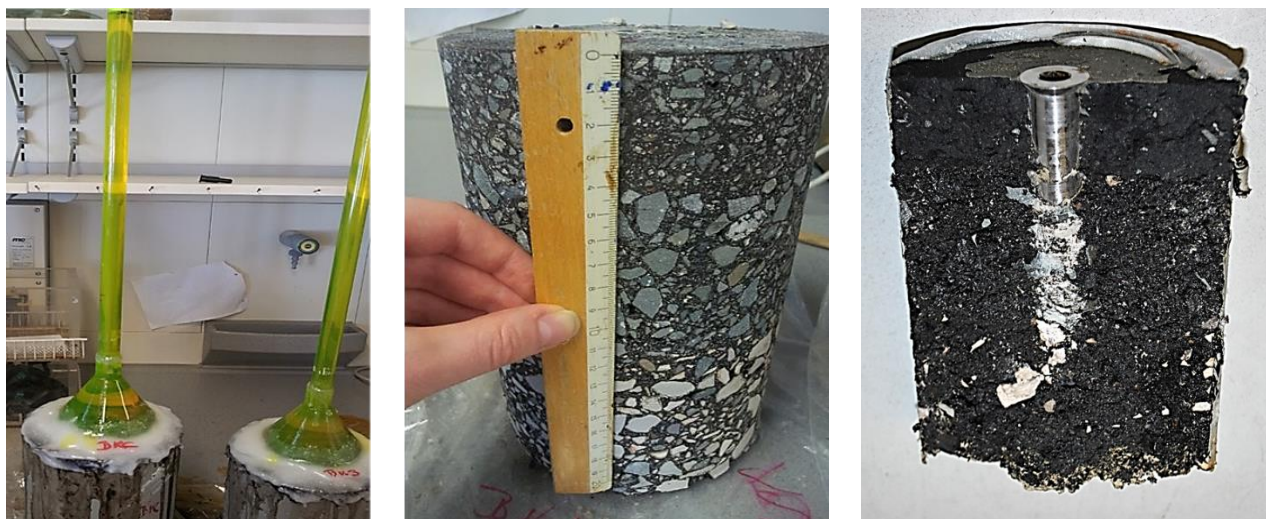


Abbildung 36: Dichtigkeitsprüfung an den entnommenen Bohrkernen, Ø 15cm

Zur Gewährleistung der nach DAfStb-Rili aufzubringenden Wasserdruckhöhe von 500mm wurden Glaszylinder aufgedichtet. Die Abdichtung erfolgte mit den unterschiedlichsten Materialien Silikon, Acryl, Bitumen und Epoxidharz. Als ausreichend dicht stellte sich schließlich der Kleber auf Epoxidharzbasis heraus.

3.3.2. Ergebnisse zur Untersuchung der Dichtigkeit

Es konnten die der Tabelle 4 zu entnehmenden Eindringtiefen für die Funktionsprüfung für LAU-Anlagen nach der Durchführung stoßartiger Belastungen bestimmt werden. Die Bohrkern 1 bis 5 wurden mit der Befestigung nach einer Stoßbelastung von 15 kN entnommen. Bohrkern A bis C stellen zum Vergleich Referenzbohrkerne ohne Befestigungsmittel dar.

Tabelle 4: Nach dem Dichtigkeitsversuch gemessene Eindringtiefen

	Bohrkernnr.	Eindringtiefe [mm]
Bohrkern mit Befestigung	BK1	1
	BK2	1
	BK3	1
	BK4	1
	BK5	1
Bohrkern ohne Befestigung	BA	2
	BKB	1
	BKC	1

Mithilfe der Dichtigkeitsprüfungen konnte nachgewiesen werden, dass die Asphaltfläche auch nach einer Stoßbelastung über die Befestigungsmittel dicht ist.

3.4. Entwicklung eines Prüfprogramms auf Grundlage der Vorversuche, Durchführung und Bewertung der experimentellen Untersuchungen

3.4.1. Prüfprogramm

Auf Basis der zuvor durchgeführten Versuche konnte eine Realisierbarkeit von Befestigungen in Asphalt bestätigt werden. Mithilfe dieser kann nun in vorliegenden Kapitel ein Prüfprogramm erarbeitet

werden, dass an einer eigens hergestellten Musterasphaltfläche durchgeführt werden konnte. Alle in diesem Kapitel dargestellten Versuche wurden an einer Musterasphaltfläche mit einem Aufbau für abdichtende Schichten durchgeführt. Diese abdichtenden Schichten werden beispielsweise für sogenannten LAU-Anlagen hergestellt und unterliegen dem Wasserhaushaltsgesetz [4] (siehe Kapitel 3.3). In Nürnberg auf dem Firmengelände der Firma *TOGE Dübel GmbH & Co. KG* entstand die zu prüfende Asphaltmusterfläche.



Abbildung 37: Asphaltmusterfläche in Nürnberg auf dem Firmengelände der Firma *TOGE Dübel GmbH & Co. KG*

Problematisch sind Befestigungen in LAU-Anlagen, da die Montage von Schildern oder Leitplanken die bestehende abdichtende Oberschicht durchdringen. Laut dem „Besorgnisgrundsatz“ des Wasserhaushaltsgesetzes [4] gilt es, derartige Anlagen so zu errichten und zu betreiben, dass keine Stoffe austreten und Gewässer- oder Bodenverunreinigungen verursachen können. Hierfür muss, wie in Kapitel 3.3 beschrieben, eine zusätzliche Überprüfung der Dichtigkeitsfunktion untersucht und gewährleistet werden.

Um außerdem das Verhalten des Asphaltes infolge einer Abkühlung bzw. Erwärmung zu untersuchen, wurden Versuche sowohl in der Klimakammer des Institutes für Werkstoffe im Bauwesen durchgeführt, als auch auf der Insel Kreta in Griechenland. Es galt herauszufinden, welche Temperaturen der Asphalt der Musterfläche im Sommer sowohl in Deutschland als auch im Süden Europas erreichen kann. Außerdem ist die Geschwindigkeit der Erwärmung für tiefer gehende Überlegungen von Bedeutung. Diese Analyse sollte helfen, eine Einschätzung der ungünstigsten Lastbedingung bei maximalen Temperaturen für Europa zu erlangen. Diese maximalen Temperaturen im Verankerungsbereich können dann für Laborversuche herangezogen werden. Für die Durchführung der Versuche wurde ein Aufbau gemäß der Richtlinie für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO 12, Zeile 3) für die Belastungsklasse Bk 3,2 gewählt [73]:

- 10 cm Asphalttragschicht – AC 22 TS (T: Tragschicht, S: besondere Beanspruchung)
- 6 cm Asphaltbinder – AC 16 BS (B: Binderschicht)
- 4 cm Gussasphalt DEUGUSS (Flächenabdichtungssystem mit Allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung - AbZ)

Die Belastungsklassen bedeuten, dass unterschiedlich hohe Achslasten im angesetzten Nutzungszeitraum erwartet werden. Bei einer Belastungsklasse 3,2 treten 1,8 bis 3,2 Millionen dimensionsrelevante Beanspruchungen durch 10t schwere Achsübergänge im Nutzungszeitraum auf. Die aufgrund der Belastungsklasse gewählte Gesamtschichtdicke von 20 cm stellt den kritischen Grenzbereich dar, dessen Sicherheit überprüft werden muss. Alle höher dimensionierten Aufbauten stellen bei erfolgreichem Nachweis der Dichtigkeit im kritischen Grenzbereich eine hinreichende

Sicherheit dar. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen (AbZ) werden für Bauprodukte erteilt, die nicht den allgemein anerkannten Regeln der Technik entsprechen oder die von diesen bedeutend abweichen. Sie unterliegen der jeweiligen Landesbauordnung (LBO) und werden vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) erteilt und veröffentlicht [74]. Hessen unterliegt beispielsweise der hessischen Landesbauordnung [75].

Tabelle 5: Versuchsprogramm

<u>1. a) Statische Belastungsversuche mit Asphaltschraube, Ø22 mm, h_{ef} = 100 mm</u>				
Versuchsbezeichnung	1	2a	2	3
	-20°C	10°C	20°C	40°C
Belastungsart	Anzahl Versuche			
Axialzug (Versuchsbezeichnung A)	5	5	5	5
Schrägzug (Versuchsbezeichnung S)	5	5	5	5
Querzug (Versuchsbezeichnung Q)	5	-	5	5
<u>1.b) Zusätzliche Axialzug- und Querzugversuche verschiedener Schrauben bei 20°C</u>				
Schraube:	Anzahl Versuche			
- Asphaltschraube, Ø16 mm, h _{ef} = 100 mm	5 Axialzug, 5 Querzug			
- Asphaltschraube, Ø16 mm, h _{ef} = 100 mm	5 (10°C)			
- Asphaltschraube, Ø22 mm, h _{ef} = 155 mm	5			
- Betonschraube, Ø14 mm, h _{ef} = 150 mm	5			
- Bolzenanker, Ø16 mm, h _{ef} = 110 mm	5			
<u>2. a) Stoßartige Belastungsversuche mit Asphaltschraube, 20°C, Ø22 mm, h_{ef} = 100 mm</u>				
Belastungsart	Anzahl der Versuche			
Axialzug	5			
Querzug	5			
<u>2. b) Zusätzliche Axialzugversuche verschiedener Schrauben bei 20°C</u>				
Schraube:	Anzahl Versuche			
- Asphaltschraube, Ø16 mm, h _{ef} = 100 mm	5			
- Asphaltschraube, Ø22 mm, h _{ef} = 155 mm	5			
- Betonschraube, Ø14 mm, h _{ef} = 150 mm	5			
- Bolzenanker, Ø16 mm, h _{ef} = 110 mm	5			
3.) Stoßversuche unter Axialzug an der Musterasphaltfläche mit anschließender Dichtigkeitsprüfung				

Um die Einflüsse auf das Tragverhalten von Befestigungen in Asphalt zu erforschen, wurde ein Versuchsprogramm unter Berücksichtigung des Untersuchungszieles erstellt (siehe Tabelle 5). Den

ungünstigsten Belastungsfall stellen statische Belastungen unter geringer Belastungsgeschwindigkeit dar, wenn beispielsweise Fahrzeuge sehr langsam auf einen Anprallschutz oder ein im Asphalt verschraubtes Schild auffahren. Auch für solch statische Belastungen muss die Funktionsfähigkeit dieser Befestigungsart gewährleistet sein, insbesondere bei sehr hohen Temperaturen. Die Möglichkeit von Optimierungsmaßnahmen zur Begrenzung von Maximaltemperaturen wird ebenfalls in Kapitel 8.2 diskutiert. Zusätzlich zu den statischen Versuchen gilt es, ebenso für stoßartige Belastungen mögliche Schädigungen im Verankerungsgrund zu bestimmen. Optimierungsmaßnahmen für die Begrenzung solcher Rissbildungen infolge von Stoßbelastungen werden ebenfalls in Kapitel 8.2 diskutiert. Zur Untersuchung dieser beschriebenen ungünstigen und auch üblichen Lastfälle unter verschiedenen Einflüssen sind 115 Ausziehversuche an Probekörpern der Musterasphaltfläche erfolgt (siehe Abbildung 37). In diesem Kapitel sind alle Ergebnisse und Beobachtungen während der Versuche dargestellt und beschrieben. Alle statischen Versuche erfolgten mit einer linearen Erhöhung der Belastungsgeschwindigkeit mit 70-100 N/s.

Die Versuchsbezeichnungen sind auf die aufgebrachten Temperaturen, die Belastungsrichtung und eine fortlaufende Nummerierung zurückzuführen.

Bezeichnung infolge Belastungsrichtungen:

- Axialzugbelastung = A
- Schrägzugbelastung (45°) = S
- Querkzugbelastung = Q

Bezeichnung infolge Temperatur:

- -20°C = 1
- 10°C = 2a
- 20°C = 2
- 40°C = 3

Für Versuche unter Axialzugbelastung bei einer Temperatur von -20°C ergibt sich somit beispielsweise eine Bezeichnung von A1-1. Die Zahl nach dem Bindestrich stellt dabei eine fortlaufende Nummerierung der Versuche dar.

Zunächst werden Versuche bei verschiedenen Temperaturen und unter variierenden Belastungswinkeln an der Referenzschraube durchgeführt. Diese Asphaltschraube hat einen Durchmesser von 22 mm und eine Verankerungstiefe von 100 mm. Mithilfe dieser 55 Versuche am gleichen Typ Asphaltschraube sollen alle wichtigen Einflüsse untersucht werden (siehe Tabelle 5, Punkt 1.a). Um im Anschluss eine Funktion in Abhängigkeit der Klimaverhältnisse für das Tragverhalten des Musteraufbaus für LAU-Anlagen aufzustellen, wurden mehrere Temperaturbereiche für die Durchführung der Versuche herangezogen.

Der Einfluss des Schraubendurchmessers und der Verankerungstiefe sollte für die Asphaltschraube herausgearbeitet werden, indem drei unterschiedliche Asphaltschrauben getestet wurden (siehe Tabelle 5, Punkt 1.b):

- Asphaltschraube, Ø22 mm, hef = 100 mm
- Asphaltschraube, Ø16 mm, hef = 100 mm
- Asphaltschraube, Ø22 mm, hef = 155 mm

Die drei Varianten der Asphaltschraube unterscheiden sich jeweils nur in einem Parameter. So können die Schrauben mit gleichem Durchmesser von 22 mm herangezogen werden, um den Einfluss der Verankerungstiefe zu erkennen. Hier kann herausgearbeitet werden, welchen Einfluss die jeweilige Verankerungstiefe auf die zu erwartende Bruchlast hat. Gleichmaßen können die Asphaltschrauben gleicher Verankerungstiefe Rückschluss auf den Einfluss des Durchmessers liefern. Zusätzlich sind Versuche an weiteren Befestigungssystemen durchgeführt worden.

Statische Versuchsdurchführungen helfen bei der Bestimmung der einzelnen Einflussfaktoren unter ungünstigsten Belastungssituationen. Allerdings sind auch Anprallsituationen zu betrachten. Sowohl für die Referenzschraube (siehe Tabelle 5, Punkt 2.a), als auch für alle anderen bereits unter statischer Belastung untersuchten Schrauben (siehe Tabelle 5, Punkt 2.b). Hier soll eine Lastabnahme infolge einer Schädigung durch Stoßbelastung bestimmt werden.

Stoßversuche unter Axialzug in-situ mit anschließender Dichtigkeitsprüfung an entnommenen Bohrkernen wurden abschließend durchgeführt (siehe Tabelle 5, Punkt 3). Diese sind in Kapitel 3.3 beschrieben.

Für alle Versuche gleicher Kategorie (Kategorie 1: statische Versuche, Kategorie 2: stoßartige Belastung) wurde in jedem Fall die gleiche Belastungsgeschwindigkeit aufgebracht. Darausfolgend können Einflüsse durch die zeitabhängige Viskosität unberücksichtigt bleiben.

3.4.2. Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Die statischen Versuche wurden zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Befestigungen in Asphalt unter Temperatureinfluss durchgeführt. Der statische Versuch stellt dabei den ungünstigsten Lastfall an Befestigungen in Asphalt dar, da die positiven Eigenschaften der Stoßdämpfung nicht mehr von Bedeutung sind und dadurch nur noch geringere Lasten übertragen werden können. Zusätzlich soll ein Vergleich zwischen statischen Versuchen mit und ohne vorangegangener Stoßbelastung analysiert werden, um Einflüsse wie Untergrundschädigungen zu erarbeiten. Die durchgeführten Versuche bestehen aus insgesamt 115 Einzelversuchen.

Um den ungünstigsten Fall einer Belastungssituation experimentell zu simulieren, wurden zunächst statische Belastungen kraftgesteuert unter sehr geringer Belastungsgeschwindigkeit aufgebracht. Es soll nachgewiesen werden, dass auch unter ungünstigsten Bedingungen eine Befestigung in Asphalt funktionstüchtig ist. Die Belastungsgeschwindigkeit lag für die statischen Versuche in einem Bereich von 70-100 N/s. Die ETAG 001 Teil C, Kapitel 5.1 [59] fordert eine Lasterhöhung, die innerhalb von 1 bis 3 Minuten zur Höchstlast führt. Dies ist laut REINHARDT durch den Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die Bruchlast des Betons begründet. Liegt eine Stoßbelastung vor, werden wesentlich höhere Bruchlasten erzielt als unter Dauerbelastungen [76].

Aufgrund des großen Einflusses der Belastungsgeschwindigkeit auf das Verformungsverhalten des Asphaltes wurden alle Versuche mit gleicher Geschwindigkeit gefahren. Zur Bestimmung der Abhängigkeit zwischen aufnehmbarer Last und Temperatur liegen diese Versuche somit außerhalb des laut ETAG geforderten Zeitbereiches für statische Ausziehversuche. Je höher die Temperatur ist, desto kürzer ist unter linearem Lastanstieg die Versuchsdauer. Die Ergebnisse stellen dabei den ungünstigsten Fall dar, da unter einer geringen Belastungsgeschwindigkeit niedrigere Bruchlasten erzielt werden.

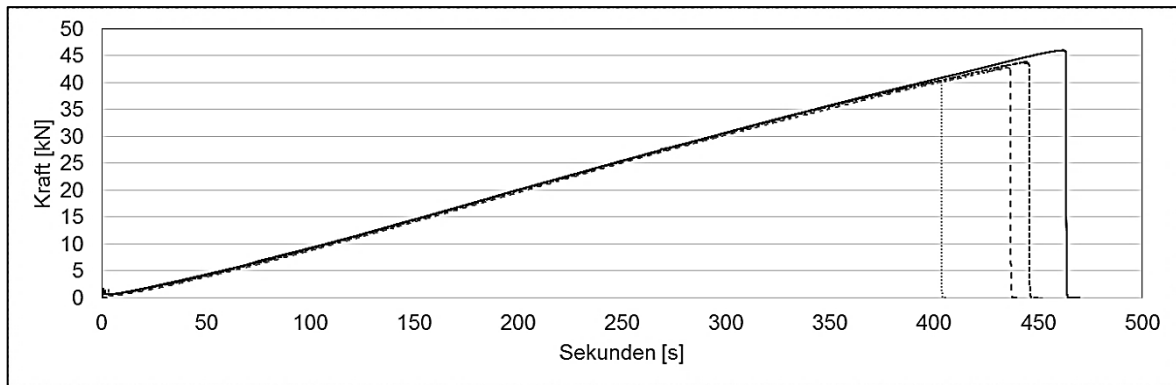


Abbildung 38: Beispielhafte Darstellung der Belastungsgeschwindigkeit

Für die Zugversuche unter Laborbedingungen wurden Probekörper aus der Musterasphaltfläche in Nürnberg auf dem Firmengelände der Fa. *TOGE* Dübel entnommen. Die Abmessungen der Probekörper betrugen ca. 80 cm x 105 cm, die Dicke ca. 20 cm. Um den Einfluss der Erwärmung bzw. Abkühlung erarbeiten zu können, wurden Laborprüfungen mit unterschiedlichen Probekörpertemperaturen durchgeführt. Dazu wurden die Probekörper ausreichend lange in der Klimakammer des Institutes für Werkstoffe im Bauwesen gelagert. Alle Versuche bei 20°C erfolgten in einem klimatisierten Raum. Die Durchführung der Versuche erfolgte mit ausreichend großen Rand- und Achsabständen. Alle Befestigungsmittel wurden nach Herstellerangaben gesetzt und im Zuge von jeweils 5 Versuchen getestet.

Zur Ermittlung des Einflusses durch Stoßbelastungen galt es, eine Stoßbelastung aufzubringen und anschließend mit der Bestimmung der Resttragfähigkeit die Reduzierung der sich einstellenden Bruchlast zu erfassen. Ein Vergleich zwischen den bereits durchgeführten statischen Versuchen und zugehöriger Resttragfähigkeit fand dabei statt. Die eingesetzten Befestigungssysteme und die zugehörige Montage sind in Kapitel 2.5 näher beschrieben.

Versuchsaufbau

Die Ausziehversuche unter zentrischem Zug erfolgten mit weiter Abstützung (siehe Abbildung 39). Die Krafteinleitung in den Asphalt erfolgte mithilfe eines Hydraulikzylinders verbunden mit einer Kraftmessdose (Typ: GTM 100 kN). Eine Gewindestange mit ausreichend hoher Festigkeit verbindet den Prüfzylinder (Typ: RCH-123 May, Enerpac), die Abstützung und das Befestigungsmittel. Das Befestigungsmittel ist wiederum mittels eines Lasteinleitungsschuhs mit der Gewindestange verbunden. Dieser Lasteinleitungsschuh hat außerdem die Funktion, mittels befestigter Wegaufnehmer (Firma Hottinger) eine Verschiebung in Lastrichtung zu messen. In Abbildung 39 sind die verwendeten Versuchsaufbauten für die weite Abstützung unter Axialzug-, Schrägzug- und Querkzugbelastung gezeigt.

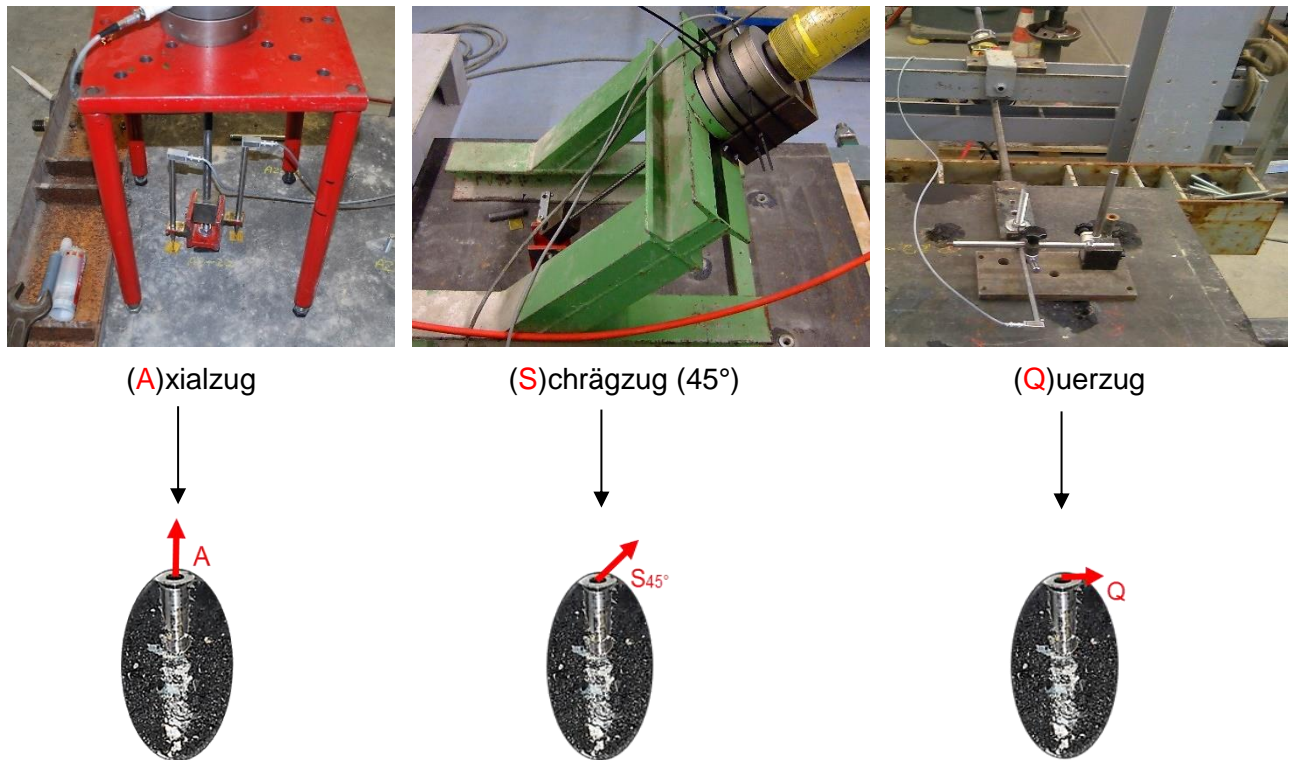


Abbildung 39: Versuchsaufbau; Oben: Links Axialzug mit weiter Abstützung; Mitte Schrägzug; Rechts Querrug; Unten: Symbol für Zugbelastung in Axial-, Schräg-, und Querrichtung

Versuchsdurchführung

Während der Versuche wurde die Temperatur des Probekörpers mithilfe einer Wärmebildkamera des Typs FLIR TM E40bx aufgezeichnet und nach DIN EN 12697-13 [77] gemessen (siehe Abbildung 40). Jeweils 10 Messungen und die darauffolgende Bestimmung des Mittelwertes führten zum Ergebnis. Die Temperaturen wurden dadurch eingehalten, indem die Probekörper vor der Versuchsdurchführung bei 5 °C wärmeren bzw. kälteren Temperaturen gelagert wurden. Außerdem gelang die Durchführung an einem Probekörper innerhalb von einer Stunde. Diese Zeit reichte aus, um die gewünschten Werte einzuhalten. Der Absorptionsgrad von Asphalt mit 0,93 (siehe Kapitel 2.4) wurde für die Messungen dem Gerät vorgegeben.

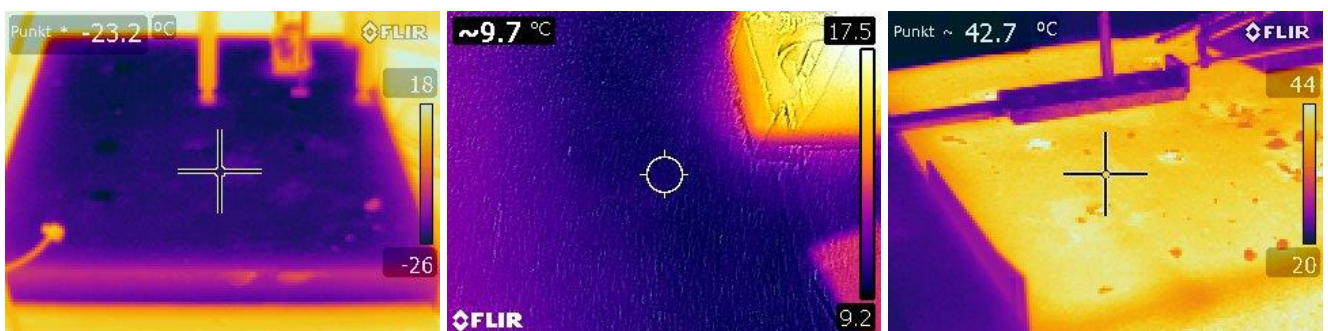


Abbildung 40: Temperaturüberwachung der Probekörper; Links -20°C; Mitte 10°C; Rechts 40°C

Eine Unterschreitung bzw. Überschreitung der zu untersuchenden Temperaturen von -20°C, 10°C und 40°C während der Versuchsdurchführung wurde nicht festgestellt (siehe Abbildung 40).

Für die Bohrlochdurchmesser wurde für alle Versuche ein Bohrer mit einem mittleren Bohrereckmaß $d_{cut,m}$ gewählt.

Versagensfälle

Als Versagensfälle zur Beschreibung der Versuche wurden die in Tabelle 6 enthaltenen Fälle festgelegt:

Tabelle 6: Versagensfälle zur Beschreibung der Versuche

Legende der Versagensfälle	
AC-M/S	Kombiniertes Versagen Asphaltausbruch + Mörtel/Stahl / asphalt cone failure + mortar/steel
AC-M/A	Kombiniertes Versagen Asphaltausbruch + Mörtel/Asphalt / Combined asphalt cone failure + mortar/asphalt
SP	Versagen durch Spalten / Splitting failure
C	Riss / Crack
PF-BUA	Herausziehen - Asphaltaufbruch / pull-out failure - breaking up of asphalt
SF	Stahlversagen / steel failure
AE	Asphaltkantenbruch / asphalt edge breakout
POU	Pryout-Versagen - auf der lastabgewandten Seite / Pryout
PF	Versagen durch Herausziehen / pull-out failure

3.4.3. Statistische Versuchsauswertung

Zur qualitativen Beurteilung der Versuchsergebnisse wurden verschiedene Anforderungen und statistische Tests festgelegt und durchgeführt. In Anlehnung an die ETAG 001 Teil 1 [1] für Beton erfolgten die Nachweise für die Brauchbarkeit von Dübeln zur Anwendung in Asphalt. Es galt drei Anforderungen aus den allgemein bekannten Regeln der Befestigungstechnik für Dübel zur Verwendung in Beton zu untersuchen. Falls die in Tabelle 7 angegebenen Anforderungen nicht erfüllt sind, muss die charakteristische Tragfähigkeit der Befestigung abgemindert oder weitere Versuche durchgeführt werden.

Tabelle 7: Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 [1] bzw. EAD 330232-00-0601 [78]

Anforderung nach ETAG 001 zur mechanischen Festigkeit und Standsicherheit		
(a)	(b)	(b)
Kein unkontrollierter Schlupf bis $0,8 F_u$?	Variationskoeffizient für Verschiebung bei $0,5 F_u < 40\%$?	Variationskoeffizient der Bruchlasten $< 20\%$?
(a) Die Last-Verschiebungskurven müssen einen stetig ansteigenden Verlauf bis 80% der Bruchlast aufweisen. (b) Der Variationskoeffizient, also die Streuung der Last-Verschiebungskurven bei 50% der Bruchlast muss kleiner als 40% sein. (c) Der Variationskoeffizient jeder Versuchsreihe muss kleiner als 20% sein.		

Die Anforderung (d) nach ETAG 001 Teil 1 [1] kann nicht untersucht werden, da keine Eignungsversuche an Befestigungen in Asphalt durchgeführt wurden. Diese können für weitere Erkenntnisse für die Zukunft empfohlen werden. Für Hinterschnittdübel (Betonschraube) gelten Eignungsversuche nach ETAG 001 Teil 3, Tabelle 5.1, für die Verbunddübel die ETAG 001 Teil 5, Tabelle 5.1. Da die Asphaltschraube eine Kombination von Hinterschnittdübel und Verbunddübel ist, sind Teil 3 und 5 relevant.

Die 5%-Quantile der Bruchlasten wurden nach ETAG 001 [1] bestimmt (Formel 2.22) und gelten für eine 90%ige Aussagewahrscheinlichkeit für das Eintreten des Erwartungswertes bzw. der zu erwartenden Bruchlast. Das 5%-Quantil beschreibt, dass eine 5%ige Wahrscheinlichkeit besteht den statistisch berechneten Wert $F_{5\%}$ im Versuch zu unterschreiten. Dies gilt für 90% der Versuche unter gleichen Bedingungen. Außerdem kann ein 95%-Quantilwert berechnet werden, um mit 90%iger Aussagewahrscheinlichkeit den maximalen Wert 95% aller Versuche anzugeben. Die Quantilwerte werden mithilfe des Variationskoeffizienten berechnet, also der Streuung der zu betrachtenden Versuche. Liegt ein niedriger bzw. guter Variationskoeffizient der Versuchsreihe vor, liegt das 5%-Quantil der Bruchlast höher als unter einem höheren bzw. schlechteren Variationskoeffizienten.

$$F_{5\%} = F_m(1 - k_s v) \quad [\text{kN}] \quad (3.1)$$

$$F_{95\%} = F_m(1 + k_s v) \quad [\text{kN}] \quad (3.2)$$

$$F_m = \text{mittlere Bruchlast der Versuchsreihe} \quad [\text{kN}]$$

$$k_s = 3,401 \text{ für } n = 5 \text{ Versuche (Normalverteilung) [79]} \quad [-]$$

$$v = \text{Variationskoeffizient der Versuchsreihe} \quad [\%]$$

Der Variationskoeffizient wird über den Quotienten von Standardabweichung zu Mittelwert berechnet. Er ist ein relatives Maß für die Streuung der Versuchsergebnisse. Die Standardabweichung ist dabei die Streuung der Versuchswerte um deren Mittelwert, also die Abweichung in kN vom Mittelwert.

Zusätzlich zu den Anforderungen in Anlehnung an die ETAG 001 wurden statistische Untersuchungen zur besseren Einschätzung der Versuchsergebnisse durchgeführt. Zum einen galt es, mit Hilfe des Ausreißertests nach Dixon (DIN 53803 [80]) zu prüfen, ob es sich bei dem größten und/oder kleinsten Messwert statistisch gesehen um Ausreißer handelt. Der gewählte Test gilt für normalverteilte Daten und eignet sich besonders für kleine Stichprobenumfänge. Zur Durchführung werden alle Einzelwerte einer Versuchsreihe nach Größe sortiert und mit Erfahrungswerten nach Dixon unter Beachtung der Irrtumswahrscheinlichkeit verglichen. Für die Versuchsanzahl $n = 5$ gilt für den zu vergleichenden Grenzfaktor (siehe Formel 3.3):

$$Q = r_{10} = \frac{x_2 - x_1}{x_n - x_1} \quad (3.3)$$

Für die Überprüfung, ob der kleinste Wert einer Versuchsreihe ein Ausreißer ist, wird die Berechnung von Q (siehe Formel 2.24) durchgeführt. Dabei entspricht der Wert x_1 dem kleinsten Wert der Reihe. Der Wert x_2 entspricht dem zweitkleinsten und der Wert x_n entspricht dem größten Wert in der Versuchsreihe. Ist das Ergebnis Q größer als der kritische Wert nach Dixon, handelt es sich bei x_1 um einen Ausreißer. Der vorgegebene kritische Wert wurde durch Zufallsexperimente bestimmt, der gewählte Alpha-Wert gibt dabei den Vertrauensbereich der Stichprobe an. Der Ausreißertest nach Dixon wurde mit einer 90%igen Aussagewahrscheinlichkeit durchgeführt.

Zusätzlich zu dem Ausreißertest sollte mit dem Shapiro-Wilk-Test (nach DIN ISO 5479 [81]) geprüft werden, ob eine Normalverteilung der Grundgesamtheit vorliegt. Bereits bei kleinen Stichprobenumfängen weist der Test eine hohe Güte auf. Dieser wird durchgeführt, indem die Hypothese der Normalverteilung angenommen wird. Diese Hypothese wird im Zuge der Prüfung getestet. Zur Durchführung des Shapiro-Wilk-Tests wurden die Einzelwerte aufsteigend sortiert und eine Prüfgröße zum Vergleich mit einem kritischen Wert berechnet. Wenn Prüfgröße W (Formel (3.6)) größer ist als der kritische Wert W_a , wird mit einer zuvor gewählten 90%igen Aussagewahrscheinlichkeit

eine Normalverteilung angenommen. Nach der Sortierung in abnehmender Folge wird der Wert b berechnet [81]:

$$b = \sum a_{n-i+1}(y_{(n-i+1)} - y_{(i)}) \quad (3.4)$$

Der Index n entspricht dabei der Anzahl der Versuche, die Koeffizienten a_n sind in Abhängigkeit der Versuchsanzahl i der Norm DIN ISO 5479 [81] entnommen. Mithilfe der Varianz (Formel 3.5) wird der Prüfwert zur Kontrolle der Nullhypothese berechnet (Formel 3.6).

$$s^2 = \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (3.5)$$

$$W = \frac{b^2}{(n-1)s^2} \quad (3.6)$$

Die Varianz wird dabei aus der Quadratwurzel der Standardabweichung berechnet und ist somit die zu erwartende quadratische Abweichung vom Mittelwert einer Versuchsreihe. Die Standardabweichung ist ein Maß der Streuung eines Versuchswertes um seinen Mittelwert. Liegt der berechnete Wert W über dem kritischen Grenzwert von W_a , liegt mit einer 90%igen Aussagewahrscheinlichkeit eine Normalverteilung vor.

Allgemeingültige Aussagen sollen mit der verhältnismäßig kleinen Anzahl an Versuchen nicht getroffen werden. Das Ziel dieser experimentellen Analyse ist, die Kenntnis des Tragverhaltens von Befestigungen in Asphalt zu verbessern.

schaffen. Hier sollte die Erwärmung infolge solarer Einstrahlung auf der Oberfläche des Bohrkerns gemessen werden, ebenso die Temperaturverteilung infolge dessen in 0 bis 15 cm Tiefe. Die Sensoren wurden in der Mitte des eingebrachten Bohrlochs bis an die Werkstoffoberfläche gesetzt und mit dem vom Hersteller der Asphaltschraube empfohlenen Injektionsmörtel fixiert. Das gesamte Bohrloch wurde daraufhin mit demselben Injektionsmörtel verfüllt. Auf diese Weise soll realitätsnah der Randbereich einer mit Injektionsmörtel drehend montierten Asphaltschraube simuliert werden. Der Messzeitraum betrug 7 Monate, vom 01.04.2015 bis zum 01.11.2015.

Zur Dokumentation der Messwerte wurde ein eigens dafür hergestelltes Datenlogger-System von Arduino verwendet [83]. Die gemessenen Daten wurden anschließend auf einer SD-Karte gespeichert. Die eingesetzten Sensoren waren digitale, kalibrierte Temperatursensoren. Die gemessenen Werte konnten am Rechner angesehen werden. Das Mess- und Speicherintervall betrug 60 s, der Messbereich liegt zwischen -55°C und 125°C, die Messgenauigkeit entspricht $\pm 0,5^\circ\text{C}$.

Dieses Messsystem kam zum Einsatz, um übliche Einflüsse von widerstandsbasierten Messsystemen zu vermeiden. Ein Einfluss der Kabellänge oder direkter solarer Einstrahlung kann somit durch die digitale Messung ausgeschlossen werden. Eine hohe Messgenauigkeit ist dadurch erreichbar.

4.1.3. Gemessene Maximaltemperaturen im Süden Europas

Die Maximaltemperaturen des Jahres 2015 haben für den Süden Europas folgende Werte ergeben (siehe Tabelle 8).

Tabelle 8: Maximaltemperaturen auf Kreta für das Jahr 2015

Messtiefe [cm]				Lufttemperatur
15	7	3	0 (Oberflächentemperatur)	
52°C*	54,3°C	56,9°C	57,9°C	42°C*
01.08.15 / 17:10 Uhr	01.08.15 / 15:50 Uhr	01.08.15 / 14:30 Uhr	01.08.15 / 15:10 Uhr	01.08.15 / 13:35 Uhr
Gemessen am / um:				
*interpoliert				

Der 01.08.15 stellt dabei den insgesamt wärmsten Tag im Jahr 2015 dar, aufgrund von Messfehlern bei zwei Sensoren an diesem Tag wurden zur besseren Abschätzung vergleichbar heiße Tage herangezogen. In Abbildung 43 ist der Verlauf und der Maximalwert des 01.08.15 dargestellt. Eine stetige Erwärmung im Zuge von mehreren aufeinanderfolgenden heißen Tagen ist im Jahr 2015 nicht zu erkennen.

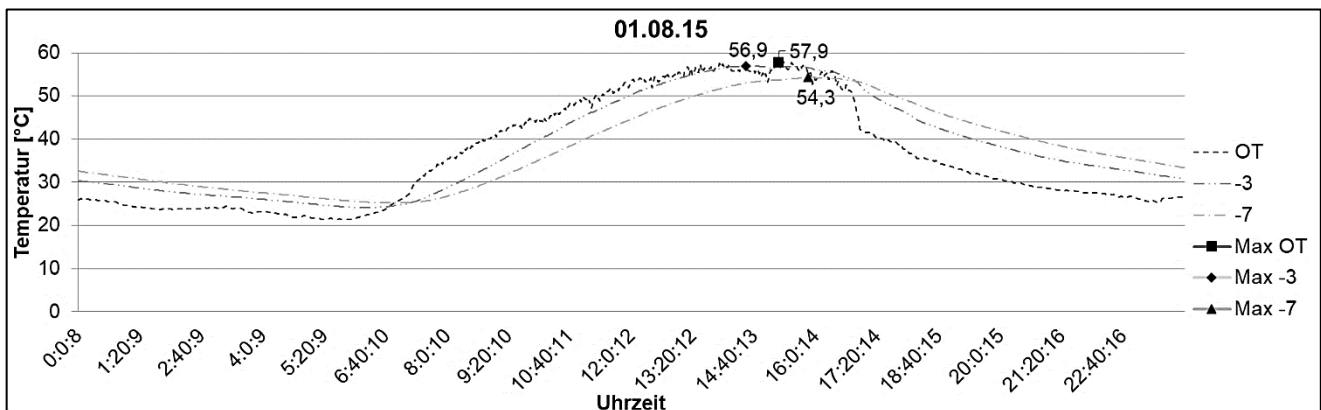


Abbildung 43: Tagesgang der Maximaltemperatur in 7 und 3 cm Tiefe und an der Oberfläche OK

Abbildung 43 zeigt den heißesten Tag im Jahr und die zugehörigen gemessenen Maximaltemperaturen. Mithilfe der Tagesverläufe und der Zeitpunkte der gemessenen Maximalwerte (siehe Tabelle 8) ist zu erkennen, dass die Wärme an der Oberfläche des Asphalts bis zu 3 Stunden benötigt, um zu einer Tiefe von 15 cm zu gelangen. Der Maximalwert der Umgebungsluft ist im Durchschnitt gegen 13:30 erreicht, in 15 cm Tiefe erst gegen 17 Uhr. Diese Zeitspanne kann genutzt werden, um Optimierungsmöglichkeiten zur Begrenzung der Höchstwerte auszuarbeiten und Maximaltemperaturen zu reduzieren. Überlegungen dazu sind Kapitel 8 zu entnehmen.

Mithilfe der Temperaturmessungen in Griechenland soll ein Modell erstellt werden, welches zur weiteren Berechnung mittels FEM Analyse dient. Durch das Programm ANSYS können am Rechner die Messungen nachgerechnet und so auf das deutsche Klima mit den hiesigen Strahlungsintensitäten und Konvektionen übertragen werden. Weiterführend finden Simulationen zu Optimierungsmaßnahmen statt, um Erwärmungen zu begrenzen. Für die experimentellen Untersuchungen sind aus diesem Grund Temperaturen von maximal 40°C festgelegt. Höhere Werte sollen mittels Literaturdaten qualitativ eingeschätzt werden. Weitere Versuche sind als Ausblick zu empfehlen. Außerdem gilt, dass Maximalwerte für Straßen auch für Befestigungen gelten.

4.2. Statische Belastung an Asphaltschrauben - Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

4.2.1. Allgemeines zur Versuchsdurchführung

In diesem Kapitel werden die statischen Axialzugversuche nach Versuchsplan (siehe Tabelle 5) dargestellt. Die Ergebnisdarstellung erfolgt nacheinander für die Temperaturen von -20°C, 10°C, 20°C, 40°C. Alle Versuchsergebnisse inklusive gemessener Ausbruchkegel sind im Anhang beigefügt (siehe Tabelle A 2 und Tabelle A 3).

4.2.2. Axialzug

Ergebnis der Axialzugversuche bei -20°C Temperatureinwirkung

In nachfolgender Abbildung 44 sind die Last-Verschiebungskurven für axial belastete Asphaltschrauben bei -20°C mit einem Durchmesser von 22 mm und einer Verankerungstiefe von 100 mm dargestellt.

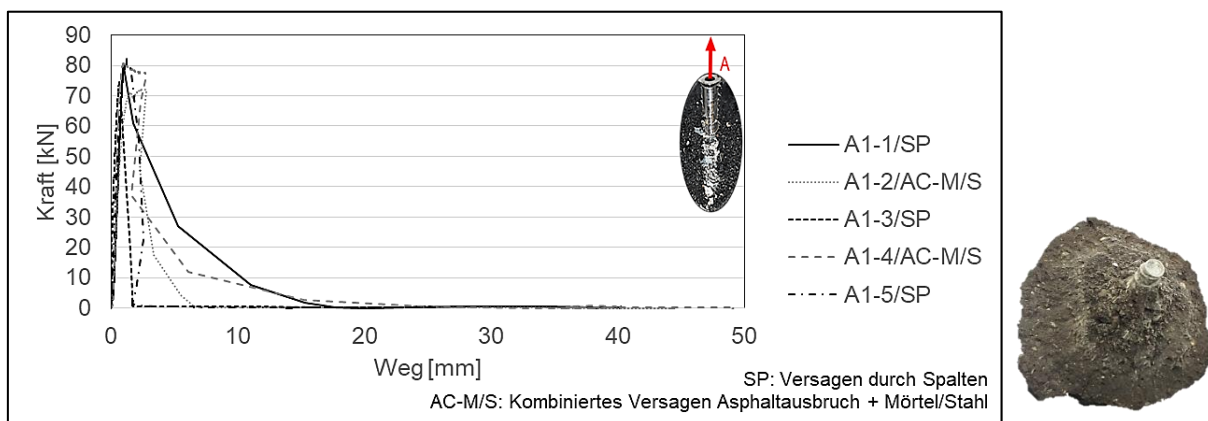


Abbildung 44: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei -20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Im Zuge der Axialzugversuche konnte beobachtet werden, dass sich eine Kombination aus Asphaltausbruch und Versagen des Verbundes einstellt. Die Versuche A1-2 und A1-4 mit einem kombinierten Versagen aus Asphaltausbruch und dem Verbund zwischen Mörtel und Stahl zeigen zwei Lastmaxima in ihrem Last-Verschiebungsverlauf (siehe detaillierte Abbildung 45 bis zur Maximallast).

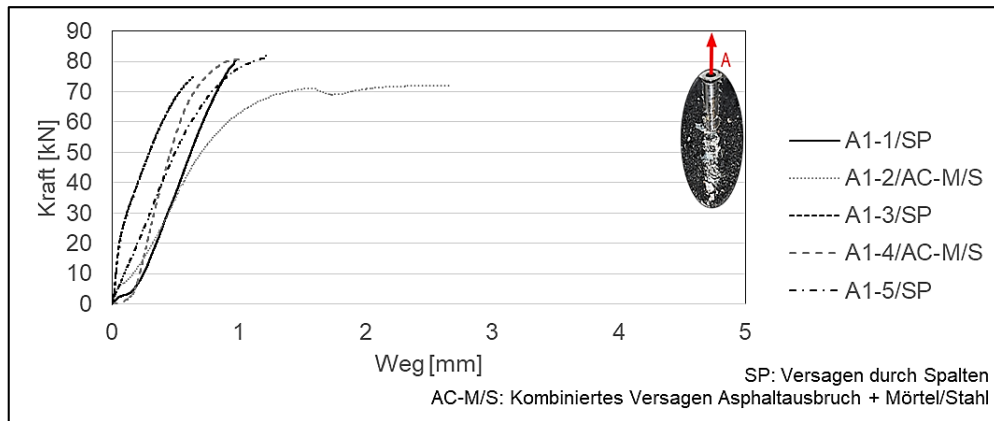


Abbildung 45: Links: detailliertes Ergebnis der Axialzugversuche bei -20°C Temperatureinwirkung; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Da sowohl der erste als auch der zweite Peak der Last-Verschiebungskurve der Höchstlast entsprechen kann, wird von einem kombinierten Versagen gesprochen (siehe auch Kapitel 4.8). Der Kurvenverlauf der Versuche (siehe Abbildung 44) ist bis zur Höchstlast linear. Der Werkstoff versagt spröde innerhalb niedriger Verschiebungen. Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last beträgt 1,3 mm. Nach Erreichen der Höchstlast verläuft der Abfall der Last-Verschiebungskurve linear. Es ist am Kurvenverlauf kein großer Einfluss durch Reibung am Bohrloch zu erkennen. Die nachfolgende Tabelle 9 zeigt die Ergebnisse der Versuche und deren Vergleich mit den Anforderungen. Durchschnittlich betrug die Belastungsdauer bis zum Bruch ca. 11,5 Minuten, die Lasterhöhung verlief dabei linear (siehe Abbildung 38). Das Befestigungsmittel weist keine Rückstände des Injektionsmörtels auf. Das Versagen tritt zwischen Stahl und Mörtel auf. Der Ausbruchkegel ist mit einem Durchmesser von 51,5 cm vergleichsweise groß.

Tabelle 9: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei -20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F _u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten F _{u,m} [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten F _{5%} [kN]	Standardabweichung S _u [kN]	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (a bis c) für alle Versuche erfüllt?		
					(a) Kein unkontrollierter Schlupf bis 0,8 F _u ?	(b) Variationskoeff. Für Verschiebung bei 0,5 F _u < 40%?	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?
A1-1	80,5	78,1	63,4	4,3	erfüllt	34,0%	5,5%
A1-2	72,1						
A1-3	74,9					erfüllt	erfüllt
A1-4	80,6						
A1-5	82,2						
Ausreißertest nach Dixon mit α = 0,1		kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk-Test mit α = 0,1	Normalverteilung:	ja
		größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 78,1 kN, die Standardabweichung 4,3 kN (siehe Tabelle 9). Versuchsergebnisse sind demnach bis zu 4,3 kN vom Mittelwert abweichend. Alle Anforderungen nach ETAG 001 (siehe Kapitel 3.3) sind erfüllt. Der Ausreißertest nach DIXON unter einer Aussagewahrscheinlichkeit von 90% ($\alpha = 0,1$) zeigte keinen Ausreißer an. Das Ergebnis des Shapiro-Wilk-Tests ergab eine Normalverteilung. Dieses Ergebnis wurde ebenfalls mithilfe einer 90%igen Aussagewahrscheinlichkeit bestimmt.

Ergebnis der Axialzugversuche bei 10°C Temperatureinwirkung

In nachfolgender Abbildung 46 sind die Last-Verschiebungskurven für axial belastete Asphaltschrauben bei 10°C mit einem Durchmesser von 22 mm und einer Verankerungstiefe von 100 mm dargestellt.

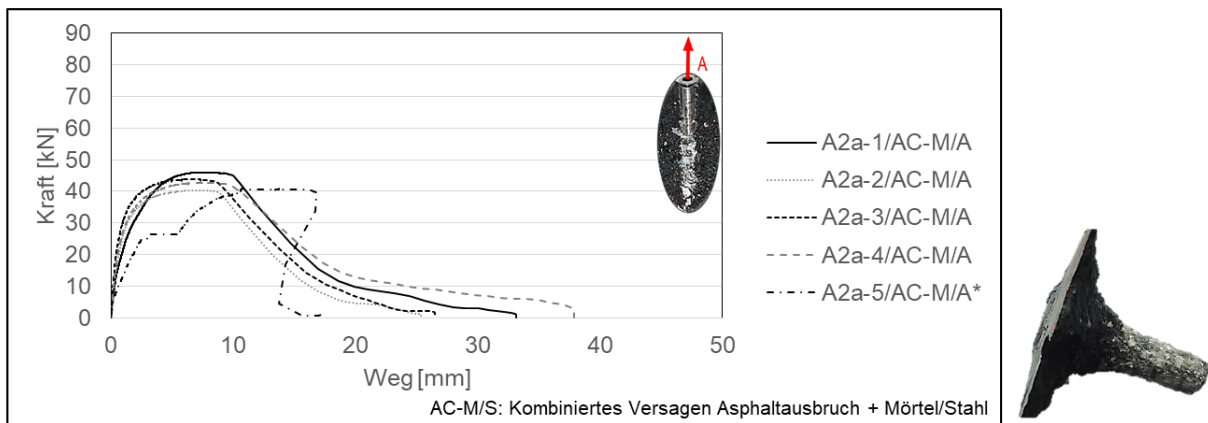


Abbildung 46: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei 10°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm; - *Versuch A2a-5 zeigt Abweichungen durch Messfehler

Der Kurvenverlauf der Versuche ist anfangs annähernd linear. Der Werkstoff versagt zäher innerhalb größerer Verschiebungen im Vergleich zu den Versuchen bei -20°C. Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last liegt bei 8 mm. Das kombinierte Versagen aus Asphaltausbruch und Versagen zwischen Mörtel und Asphalt tritt ein, jedoch nicht zwischen Mörtel und Stahl im Vergleich zu den -20°C Versuchen. Am abfallenden Ast der Last-Verschiebungskurve ist ein Einfluss durch Reibung am Bohrloch zu erkennen. Der Abfall der Kurve erfolgt flacher. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug ca. 7,25 Minuten. Das Versagen tritt zwischen Injektionsmörtel und Asphalt ein, Rückstände des Injektionsmörtels sind auf dem Befestigungselement zu erkennen. Die auf den Mörtel einwirkende Reibung ist durch dessen glatte Oberfläche ebenfalls sichtbar. Der Ausbruchkegel ist mit einem Durchmesser von 16,4 cm vergleichsweise kleiner als bei niedrigeren Temperaturen. Die Oberkante der Asphaltfläche verformt sich im Zuge des Ausziehversuches.

Tabelle 10: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 10°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F_u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten $F_{u,m}$ [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten $F_{5\%}$ [kN]	Standard-abweichung S_u [kN]	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (a bis c) für alle Versuche erfüllt?		
					(a) Kein unkontrollierter Schlupf bis 0,8 F_u ?	(b) Variationskoeff. Für Verschiebung bei 0,5 F_u < 40%?	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?
A2a-1	46,0	42,8	35,0	2,3	erfüllt	30,7%	5,4%
A2a-2	40,4						
A2a-3	43,8						
A2a-4	42,8					erfüllt	erfüllt
A2a-5	40,9						
Ausreißertest nach Dixon mit $\alpha = 0,1$		kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk-Test mit $\alpha = 0,1$	Normalverteilung:	ja
		größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 42,8 kN, die Standardabweichung 2,3 kN (siehe Tabelle 10). Die Anforderung (a), dass kein unkontrollierter Schlupf bis 0,8 F_u auftritt, ist für den Versuch A2a-5 nicht erfüllt. Dieser Versuch A2a-5 weicht allerdings von den zugehörigen Versuchsverläufen ab, ein Messfehler durch die Wegaufnehmer wurde beobachtet. Im Zuge des Versuches wurde kein Schlupf beobachtet. Wird der Versuch A2a-5 für die Anforderungen (a) und (b) nicht berücksichtigt, sind diese erfüllt. Die Anforderung (c) der Streubegrenzung durch den Variationskoeffizienten ist unter Berücksichtigung aller Bruchlasten erfüllt.

Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung

In nachfolgender Abbildung 47 sind die Last-Verschiebungskurven für axial belastete Asphaltschrauben bei 20°C Temperatureinwirkung dargestellt.

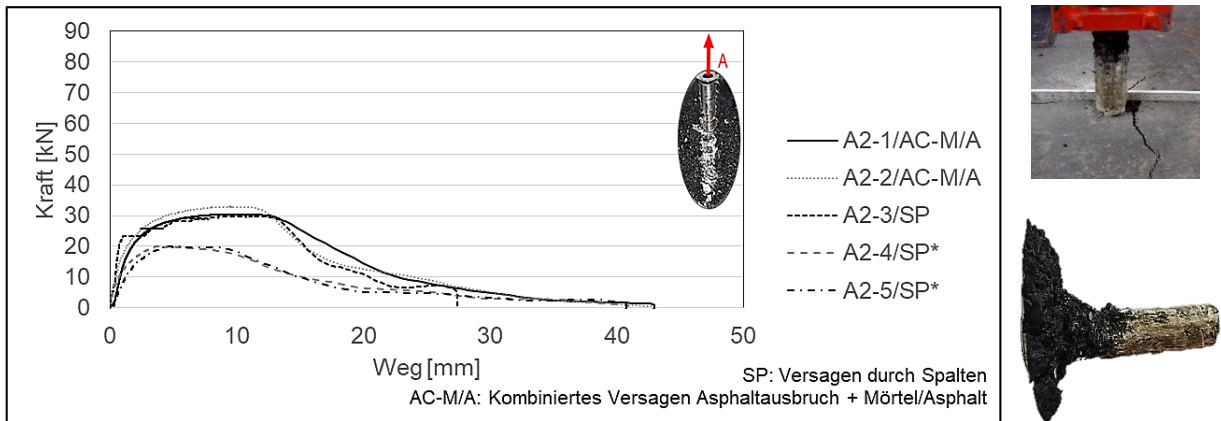


Abbildung 47: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel (unten) und Spaltversagen (oben); Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm; - *Versuche A2-4 und A2-5 zeigen Abweichungen durch Versagen des Schichtverbunds

Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last liegt bei 10,2 mm, vergleichbar mit den 10°C Versuchen. Das kombinierte Versagen des Asphaltausbruchs und des Versagens zwischen Mörtel und Asphalt tritt ein. Am abfallenden Ast der Last-Verchiebungskurve ist ein größerer Einfluss durch Reibung am Bohrloch zu erkennen, der Abfall der Kurve ist flacher als bei 10°C. Für den Versuch A2-3 wird angenommen, dass das kombinierte Versagen des Asphaltausbruchs und des Verbundes zwischen Mörtel und Asphalt kurz bevorstand. In den Versuchen A2-4 und A2-5 wurde Spalten durch das Versagen des Schichtenverbunds zwischen Binderschicht und Tragschicht beobachtet. Da dieses Versagen einmalig in der ganzen Versuchsserie von insgesamt 115 Versuchen auftrat, werden diese aus der Auswertung heraus genommen. Der Schichtenverbund für einen Asphaltaufbau wird für den Einsatz einer Befestigung vorausgesetzt. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug ca. 5 Minuten. Das Versagen tritt zwischen Injektionsmörtel und Asphalt ein, Rückstände des Injektionsmörtels sind auf dem Befestigungselement zu erkennen. Der Ausbruchkegel ist mit einem Durchmesser von 13,3 cm vergleichsweise kleiner als bei niedrigeren Temperaturen. Die Oberkante der Asphaltfläche verformt sich im Zuge des Ausziehversuches.

Tabelle 11: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F_u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten $F_{u,m}$ [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten $F_{5\%}$ [kN]	Standardabweichung S_u [kN]	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (a bis c) für alle Versuche erfüllt?		
					(a) Kein unkontrollierter Schlupf bis 0,8 F_u ?	(b) Variationskoeff. Für Verschiebung bei 0,5 F_u < 40%?	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?
A2-1	30,4	31,1	22,6	1,6	erfüllt	38,4%	5,1%
A2-2	32,9						
A2-3	29,9					erfüllt	erfüllt
A2-4	20,1						
A2-5	20,0						
Ausreißertest nach Dixon mit $\alpha = 0,1$		kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk-Test mit $\alpha = 0,1$	Normalverteilung:	ja
		größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 31,1 kN, die Standardabweichung 1,6 kN (siehe Tabelle 11). Die Anforderungen (a), (b) und (c) sind erfüllt.

Ergebnis der Axialzugversuche bei 40°C Temperatureinwirkung

In nachfolgender Abbildung 48 sind die Last-Verchiebungskurven für axial belastete Asphaltschrauben bei 40°C Temperatureinwirkung dargestellt.

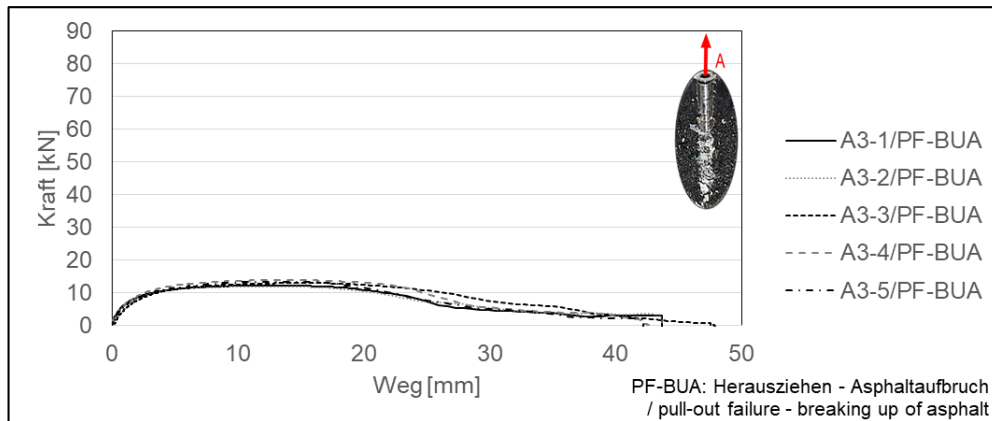


Abbildung 48: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei 40°C Temperatureinwirkung; Rechts: charakteristischer Ausbruch; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last liegt bei 13,2 mm. Das Versagen durch Herausziehen und Asphaltaufruch tritt ein. Durch den ganz leicht abfallenden Ast der Last-Verschiebungskurve ist als wesentlicher Einfluss die Reibung am Bohrloch zu erkennen. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit betrug ca. 2,7 Minuten. Der Asphalt wird mit der Befestigung aufgebrochen und wölbt sich in Zugrichtung. Ein Versagen tritt in der Fläche des Hinterschnitts auf, nicht in der Fläche zwischen Asphalt und Mörtel. Der zuvor beobachtete Ausbruchkegel stellt sich hierbei nicht ein.

Tabelle 12: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 40°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F _u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten F _{u,m} [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten F _{5%} [kN]	Standardabweichung S _u [kN]	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (a bis c) für alle Versuche erfüllt?		
					(a) Kein unkontrollierter Schlupf bis 0,8 F _u ?	(b) Variationskoeff. Für Verschiebung bei 0,5 F _u < 40%?	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?
A3-1	12,2	12,9	10,2	0,8	erfüllt	14,5%	6,0%
A3-2	12,0						
A3-3	12,9					erfüllt	erfüllt
A3-4	13,8						
A3-5	13,4						
Ausreißertest nach Dixon mit α = 0,1		kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk-Test mit α = 0,1	Normalverteilung:	nein
		größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 12,9 kN, die Standardabweichung 0,8 kN (siehe Tabelle 12). Die Anforderungen (a), (b) und (c) sind erfüllt. Nach Durchführung des Shapiro-Wilk-Tests sind die Versuchsergebnisse nicht normal verteilt. Es ist anzunehmen, dass dies an der geringen Standardabweichung der Ergebnisse liegt.

4.2.3. Schrägzug

In diesem Kapitel werden alle statischen Schrägzugversuche nach Versuchsplan (siehe Tabelle 5, Punkt 1 b) dargestellt. Die Ergebnisdarstellung erfolgt nacheinander für die Temperaturen von -20°C, 10°C, 20°C, 40°C.

Für die Schrägzugversuche gilt es, die Anforderungen nach ETAG anzupassen, da eine Überprüfung des Schlupfes und die Überprüfung des Variationskoeffizienten der Verschiebung (Anforderung (a) und (b)) für diese Ausziehversuche nicht von Bedeutung sind [35]. Der Ringspalt zwischen Anbauteil und Hülse wird zu Beginn des Versuches herangezogen, von einem Schlupf des Befestigungsmittels kann dies nicht unterschieden werden. Aus diesem Grund wird auf die Prüfung der Anforderung (a) und (b) verzichtet.

Ergebnis der Schrägzugversuche bei -20°C Temperatureinwirkung

In nachfolgender Abbildung sind die Last-Verschiebungskurven für schräg belastete Asphaltverschraubungen bei -20°C Temperatureinwirkung dargestellt.

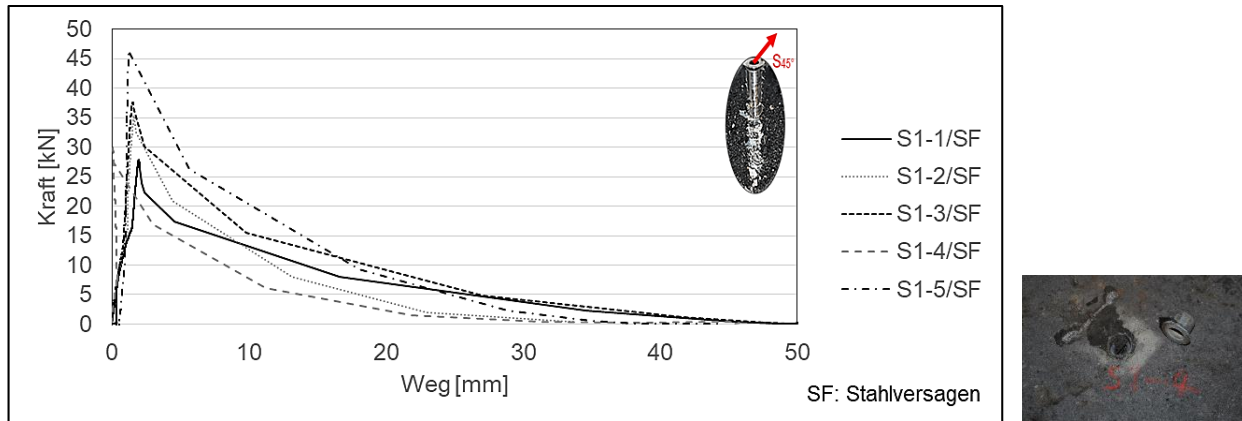


Abbildung 49: Links: Ergebnis der Schrägzugversuche bei -20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagensbild; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Die Wegaufnehmer können aufgrund der Temperatur die Verschiebung nicht kontinuierlich messen. Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last beträgt 1,3 mm (dies entspricht dem Wert der Axialzugversuche). Das Versagen der Schraube durch Stahlversagen tritt ein. Nach Erreichen der Höchstlast verläuft der Abfall der Last-Verschiebungskurve leicht abfallend linear. Die Versuchslaufzeit bis zum Bruch lag zwischen 4,5 und 6,8 Minuten. Durch das vorzeitige Stahlversagen kann die volle Tragfähigkeit des Asphalts nicht erreicht werden. Die Befestigung wird auf Biegung beansprucht und versagt am oberen Bereich des Innengewindes.

Tabelle 13: Ergebnistabelle für Schrägzugversuche bei -20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F_u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten $F_{u,m}$ [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten $F_{5\%}$ [kN]	Standard- abweichung S_u [kN]	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (c) für alle Versuche erfüllt?
S1-1	27,9	35,5	11,0	7,2	20,3%	
S1-2	35,4					
S1-3	37,6					
S1-4	30,4				Nicht erfüllt	
S1-5	46,5					
Ausreißertest nach Dixon mit $\alpha = 0,1$	kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk- Test mit $\alpha = 0,1$	Normalverteilung:	ja
	größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 35,5 kN, die Standardabweichung 7,2 kN (siehe Tabelle 13). Anforderung (c) an den Variationskoeffizienten der Bruchlasten (siehe Kapitel 3.3) ist nicht erfüllt.

Ergebnis der Schrägzugversuche bei 10°C Temperatureinwirkung

In nachfolgender Abbildung 50 sind die Last-Verschiebungskurven für schräg belastete Asphaltverschraubungen bei 10°C Temperatureinwirkung dargestellt.

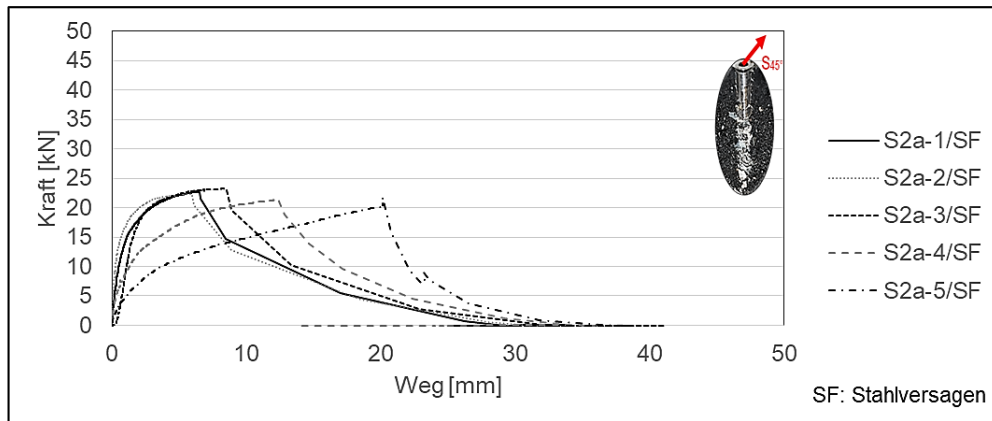


Abbildung 50: Links: Ergebnis der Schrägzugversuche bei 10°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagensbild; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Der Kurvenverlauf der Versuche ist anfangs nichtlinear, der Werkstoff versagt zäher innerhalb größerer Verschiebungen im Vergleich zu den -20°C Versuchen. Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last liegt bei 10,5 mm, vergleichbar zu den Axialzugversuchen (die mittlere Verschiebung s_{Fu} bei maximaler Last bei 10°C beträgt 8 mm). Das Stahlversagen der Asphaltschraube tritt ein. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug ca. 4,3 Minuten. Die Befestigung wird auf Biegung beansprucht und versagt im oberen Bereich des Innengewindes.

Tabelle 14: Ergebnistabelle für Schrägzugversuche bei 10°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F_u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten $F_{u,m}$ [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten $F_{5\%}$ [kN]	Standard- abweichung S_u [kN]	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (c) für alle Versuche erfüllt?
S2a-1	22,7	22,3	19,3	0,8	3,4%	
S2a-2	22,4					
S2a-3	23,2					
S2a-4	21,3					
S2a-5	21,7					
Ausreißertest nach Dixon mit $\alpha = 0,1$	kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk- Test mit $\alpha = 0,1$	Normalverteilung:	ja
	größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 22,3 kN, die Standardabweichung 0,8 kN (siehe Tabelle 14). Anforderung (c) an den Variationskoeffizienten der Bruchlasten (siehe Kapitel 3.3) ist erfüllt.

Ergebnis der Schrägzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung

Nachfolgend sind die Ergebnisse für Schrägzugbelastung bei 20°C dargestellt.

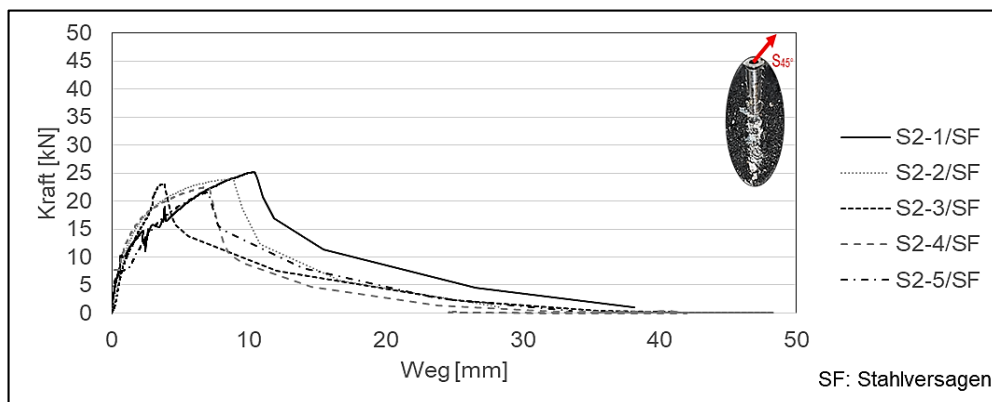


Abbildung 51: Links: Ergebnis der Schrägzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagensbild; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Der Versuchsverlauf ist nichtlinear, der Werkstoff versagt zäher innerhalb größerer Verschiebungen. Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last liegt bei 7,3 mm, vergleichbar zu den 10°C Versuchen mit einem Verschiebungswert von 10,2 mm. Das Stahlversagen der Asphaltverschraubung tritt ein. Nachfolgende Tabelle 15 zeigt die Ergebnisse und Anforderungsüberprüfungen an die Versuche. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug ca. 4 Minuten. Die Befestigung wird auf Biegung beansprucht und versagt im oberen Bereich des Innengewindes. Rissbildungen sind auf der lastabgewandten Seite sichtbar, der Ausbruch des Asphalts befindet sich oberflächennah.

Tabelle 15: Ergebnistabelle für Schrägzugversuche bei 20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F_u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten $F_{u,m}$ [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten $F_{5\%}$ [kN]	Standardabweichung S_u [kN]	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (c) für alle Versuche erfüllt?
S2-1	25,1	23,2	18,5	1,4	5,9%	
S2-2	23,9					
S2-3	23,1					
S2-4	22,5				erfüllt	
S2-5	21,5					
Ausreißertest nach Dixon mit $\alpha = 0,1$	kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk-Test mit $\alpha = 0,1$	Normalverteilung:	ja
	größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 23,2 kN, die Standardabweichung 1,4 kN (siehe Tabelle 15). Die Anforderung (c) an den Variationskoeffizienten der Bruchlasten (siehe Kapitel 3.3) ist erfüllt.

Ergebnis der Schrägzugversuche bei 40°C Temperatureinwirkung

In nachfolgender Abbildung 52 sind die Last-Verschiebungskurven für schräg belastete Asphaltverschraubungen bei 40°C Temperatureinwirkung dargestellt.

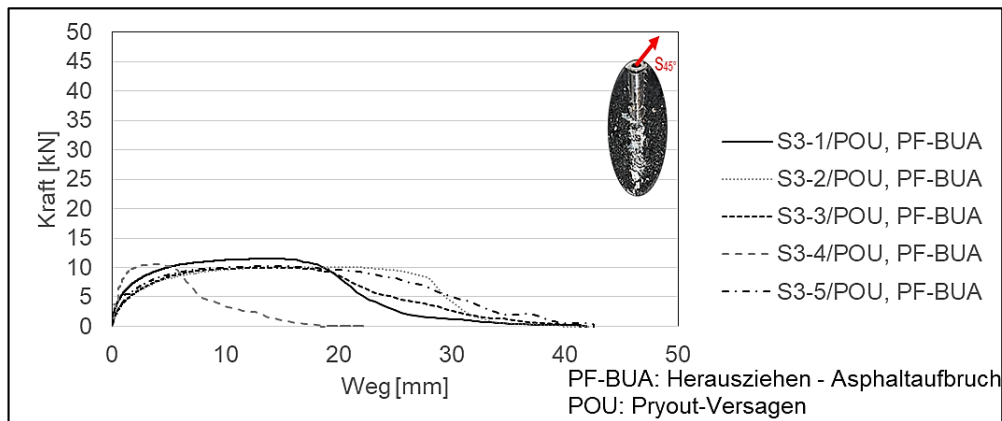


Abbildung 52: Links: Ergebnis der Schrägzugversuche bei 40°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagensbild; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last liegt bei 12,2 mm, die Verschiebung der Axialzugversuche bei 40°C betrug 13,2 mm. Das Versagen durch Herausziehen und Asphaltaufbruch trat ein. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug ca. 2,3 Minuten. Der Asphalt versagt, die Befestigung wird herausgezogen und bricht den Untergrund dabei auf. Es entstehen Risse im Zuge der Aufwölbung auf der lastabgewandten Seite.

Tabelle 16: Ergebnistabelle für Schrägzugversuche bei 40°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F_u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten $F_{u,m}$ [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten $F_{5\%}$ [kN]	Standard-abweichung S_u [kN]	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (c) für alle Versuche erfüllt?
S3-1	11,5	10,5	8,4	0,6	5,8%	
S3-2	10,2					
S3-3	10,1					
S3-4	10,6					
S3-5	10,2				erfüllt	
Ausreißertest nach Dixon mit $\alpha = 0,1$	kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk-Test mit $\alpha = 0,1$	Normalverteilung:	nein
	größter Wert:	größter Wert ist ein Ausreißer				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 10,5 kN, die Standardabweichung 0,6 kN (siehe Tabelle 16). Anforderung (c) an den Variationskoeffizienten der Bruchlasten (siehe Kapitel 3.3) ist erfüllt. Da die Bruchlasten bis auf eine Ausnahme fast identisch sind, gibt der Ausreißertest nach Dixon den größten Wert als Ausreißer an und auch der Shapiro-Wilk-Test zeigt aus gleichem Grund keine Normalverteilung an. Da hier jedoch kein Messfehler vorliegt, wird Versuch S3-1 nicht aus der Auswertung entfernt.

4.2.4. Querzug

In diesem Kapitel werden die statischen Querzugversuche nach Versuchsplan (siehe Tabelle 5) dargestellt. Die Ergebnisdarstellung erfolgt nacheinander für die Temperaturen von -20°C, 10°C, 20°C, 40°C. Versuche bei 10°C wurden für Querzugbelastungen nicht durchgeführt. Für die Querzugversuche gilt es, ebenso wie für die Schrägzugversuche die Anforderungen nach ETAG anzupassen. Eine Überprüfung des Schlupfes und die Überprüfung des Variationskoeffizienten der Verschiebung (Anforderung (a) und (b)) sind für diese Ausziehversuche nicht wesentlich. Die Versuche haben durch ihren Aufbau bereits einen Einfluss auf die Verschiebung, es kann zu schlupfähnlichen Last-Verschiebungskurven zu Beginn kommen. Der Ringspalt zwischen Anbauteil und Hülse wird zu Beginn des Versuches herangezogen, von einem Schlupf des Befestigungsmittels kann dies nicht unterschieden werden. Aus diesem Grund wird auf die Prüfung der Anforderung (a) und (b) verzichtet.

Ergebnis der Querzugversuche bei -20°C Temperatureinwirkung

In nachfolgender Abbildung 53 sind die Last-Verschiebungskurven für in Querzugrichtung belastete Asphaltschrauben bei -20°C Temperatureinwirkung mit einem Durchmesser von 22 mm und einer Verankerungstiefe von 100 mm dargestellt. Die Verschiebung wurde wie zuvor in Lastichtung gemessen.

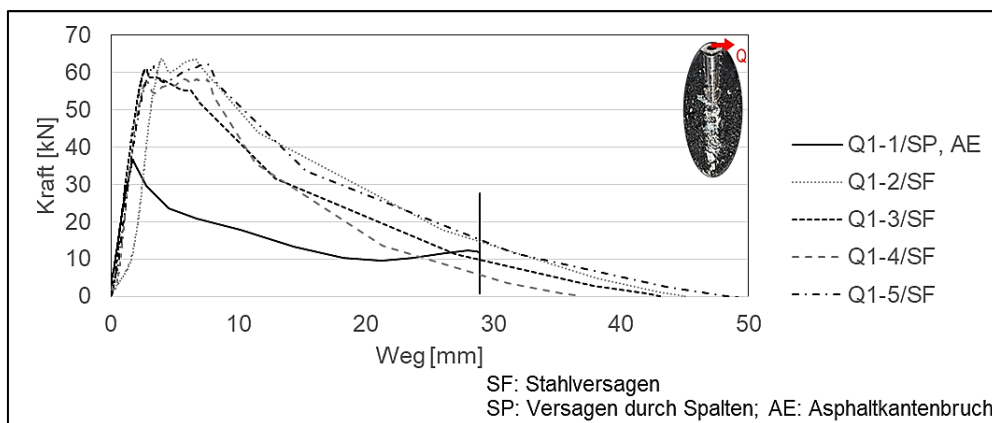


Abbildung 53: Links: Ergebnis der Querzugversuche bei -20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagensbild; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Der Kurvenverlauf der Versuche (siehe Abbildung 53) ist bis zur Höchstlast linear, der Werkstoff versagt spröde bei geringeren Verschiebungen. Die Versuche Q1-2 bis Q1-5 zeigen eine plastische Verformung. Nachdem die Last erstmals abfällt und eine Lastumlagerung erfolgt, steigt die Kraft nochmals bis zum Stahlversagen des Schraubenschaftes oberhalb des Gewindes (siehe auch Kapitel 4.2.3). Steigt die Bruchlast über die Last des ersten Peaks, liegt auch die Verschiebung unter maximaler Last höher. Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last beträgt 6,7 mm, allerdings schwankt dieser aus den zuvor beschriebenen Gründen zwischen 4,0 und 8,4 mm. Dieser Wert ist höher als die in den Axialzug- und Schrägzugversuchen gemessene Verschiebung von 1,3 mm. Das Versagen der Schraube durch Stahlversagen tritt ein. Lediglich der erste Versuch versagt unter Spalten und Asphaltkantenbruch und wird aufgrund der Vergleichbarkeit und der Bestätigung des Tests nach Dixon als Ausreißer aus der Statistik genommen. Nach Erreichen der Höchstlast verläuft der Abfall der Last-Verschiebungskurve leicht abfallend linear. Die nachfolgende Tabelle 17 zeigt die Ergebnisse der Versuche und die Prüfung ihrer Anforderungen. Die Versuchslaufzeit bis zum Bruch lag ca. bei 8,3 Minuten. Die Befestigung wird auf Biegung beansprucht und versagt im oberen Bereich des Innengewindes, der Ausbruch ist oberflächennah.

Tabelle 17: Ergebnistabelle für Querkzugversuche bei -20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F_u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten $F_{u,m}$ [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten $F_{5\%}$ [kN]	Standard-abweichung S_u [kN]	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (c) für alle Versuche erfüllt?
Q1-1	36,5	61,2	52,0	2,3	3,8%	
Q1-2	63,6					
Q1-3	61,0					
Q1-4	58,1					
Q1-5	62,1				erfüllt	
Ausreißertest nach Dixon mit $\alpha = 0,1$	kleinster Wert:	kleinster Wert ist ein Ausreißer		Shapiro-Wilk-Test mit $\alpha = 0,1$	Normalverteilung:	ja
	größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 4 Versuche beträgt 61,2 kN, die Standardabweichung 2,3 kN. Der Versuch Q1-1 wurde dabei nicht berücksichtigt. Die Anforderung (c) an den Variationskoeffizienten der Bruchlasten (siehe Kapitel 3.3) ist erfüllt. Das Versuchsergebnis Q1-1 zeigt für den kleinsten Wert einen Ausreißer an. Die Normalverteilung ist statistisch nachgewiesen

Ergebnis der Querkzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung

In nachfolgender Abbildung 54 sind die Last-Verschiebungskurven für in Querkzugrichtung belastete Asphaltverschraubungen bei 20°C Temperatureinwirkung dargestellt.

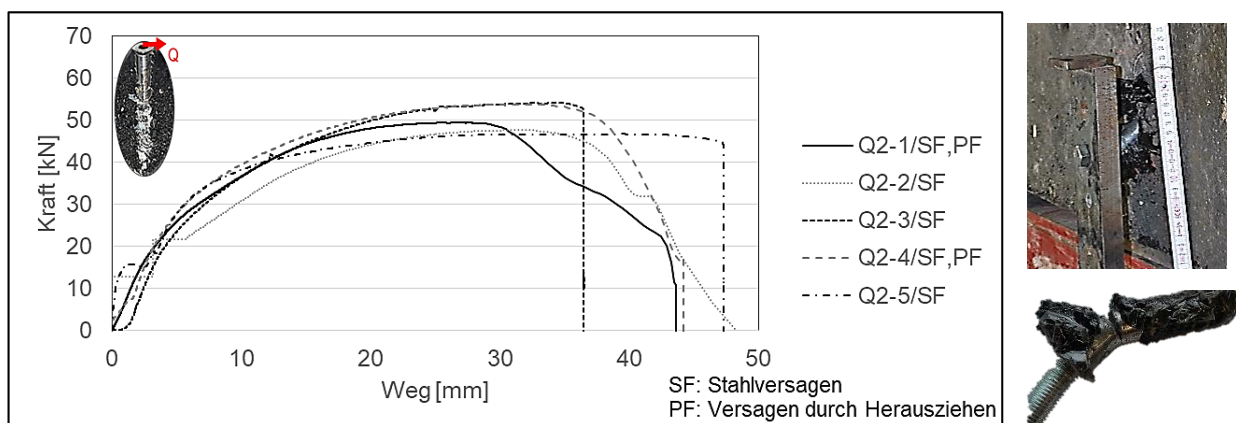


Abbildung 54: Links: Ergebnis der Querkzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagensbild; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last liegt bei 32,5 mm und ist somit höher als die Verformungen der Axialzug- und Schrägzugversuche bei 20 °C Temperatureinwirkung. Das Stahlversagen der Asphaltverschraubung tritt ein. Zwei Versuche zeigten außerdem anteilig ein Versagen durch Herausziehen. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug ca. 6,3 Minuten. Die Befestigung wird unter der Querkzugbelastung herausgezogen, durch die Biegung im Zuge des Ausziehversuches tritt außerdem Stahlversagen ein.

Tabelle 18: Ergebnistabelle für Querkzugversuche bei 20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F_u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten $F_{u,m}$ [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten $F_{5\%}$ [kN]	Standard-abweichung S_u [kN]	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (c) für alle Versuche erfüllt?
Q2-1	49,4	50,3	38,7	3,4	6,8%	
Q2-2	47,7					
Q2-3	54,1					
Q2-4	53,8					
Q2-5	46,7				erfüllt	
Ausreißertest nach Dixon mit $\alpha = 0,1$	kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk-Test mit $\alpha = 0,1$	Normalverteilung:	ja
	größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 50,3 kN, die Standardabweichung 3,4 kN. Die Anforderung (c) an den Variationskoeffizienten der Bruchlasten (siehe Kapitel 3.3) ist erfüllt.

Ergebnis der Querkzugversuche bei 40°C Temperatureinwirkung

In nachfolgender Abbildung 55 sind die Last-Verschiebungskurven für in Querkzugrichtung belastete Asphaltverschraubungen bei 40°C Temperatureinwirkung dargestellt.

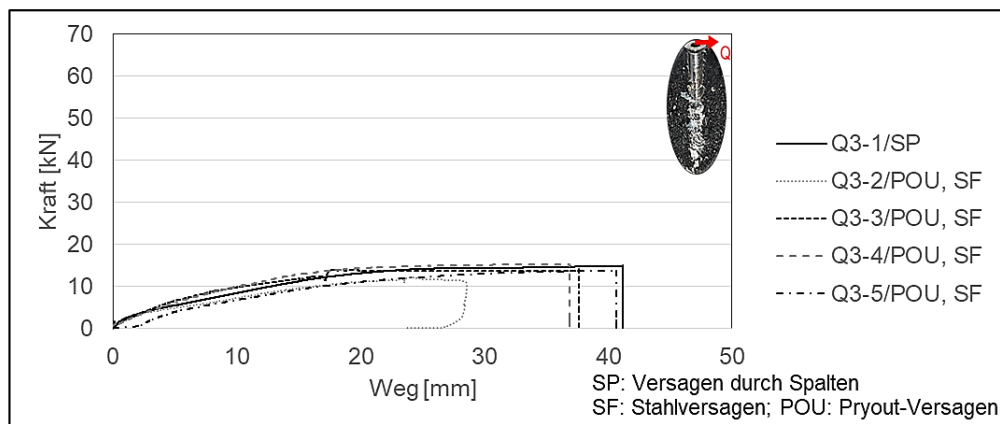


Abbildung 55: Links: Ergebnis der Querkzugversuche bei 40°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagensbild; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last beträgt 36,1 mm und ist wesentlich höher als die 12,2 mm der Schrägzugversuche. Die Verschiebung der Axialzugversuche bei 40°C betrug 13,2 mm. Das Versagen durch Spalten trat im Versuch Q3-1 ein. Alle anderen Versuche zeigten ein kombiniertes Versagen aus Pryout- und Stahlversagen. Pryout-Versagen tritt ein, wenn auf der lastabgewandten Seite ein Versagen des Asphalts auftritt (siehe Abbildung 55, rechts unten). Im Gegensatz zu Befestigungen in Beton tritt hier kein Asphaltausbruch auf lastabgewandter Seite auf. Die Befestigung wird vielmehr durch den Asphalt hindurch gezogen. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug ca. 2,8 Minuten. Die Befestigung wird unter der Querkzugbelastung herausgezogen, durch Biegung tritt währenddessen Stahlversagen ein. Die Befestigung wird dabei horizontal durch den Asphalt hindurch gezogen.

Tabelle 19: Ergebnistabelle für Querkzugversuche bei 40°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F_u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten $F_{u,m}$ [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten $F_{5\%}$ [kN]	Standardabweichung S_u [kN]	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (c) für alle Versuche erfüllt?
Q3-1	15,1	14,6	10,4	1,2	8,5%	
Q3-2	12,1					
Q3-3	14,2					
Q3-4	15,2					
Q3-5	13,9				erfüllt	
Ausreißertest nach Dixon mit $\alpha = 0,1$	kleinster Wert:	kleinster Wert ist ein Ausreißer		Shapiro-Wilk-Test mit $\alpha = 0,1$	Normalverteilung:	ja
	größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Versuch Q3-2 wird vom Dixon-Test als Ausreißer angezeigt. Aus diesem Grund wird Versuch Q3-2 aus der Auswertung herausgenommen. Unter der Annahme, dass das Pryout-Versagen und Stahlversagen kurz bevor stand, wird ebenfalls Versuchswert Q3-1 zur Auswertung hinzugezogen. Die mittlere Bruchlast der 4 Versuche beträgt 14,6 kN, die Standardabweichung 1,2 kN. Die Anforderungen (c) an den Variationskoeffizienten der Bruchlasten (siehe Kapitel 3.3) ist erfüllt.

4.3. Übertragbarkeit auf andere Asphaltverschraubungen unter statischer Belastung

4.3.1. Allgemeines zur Darstellung der Versuchsergebnisse

In diesem Kapitel werden die Axial- und Querkzugversuche nach Versuchsplan (siehe Tabelle 5) dargestellt. Die getesteten Temperatureinwirkungen betragen 10 °C und 20°C. Alle Versuchsergebnisse befinden sich im Anhang (siehe Tabelle A 3).

4.3.2. Statische Belastung an Asphaltverschraubungen - Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Ergebnis der Axialzugversuche bei 10°C Temperatureinwirkung

In nachfolgender Abbildung 56 sind die Last-Verschiebungskurven für axial belastete Asphaltverschraubungen bei 10°C Temperatureinwirkung mit einem Durchmesser von 16 mm und einer Verankerungstiefe von 100 mm dargestellt.

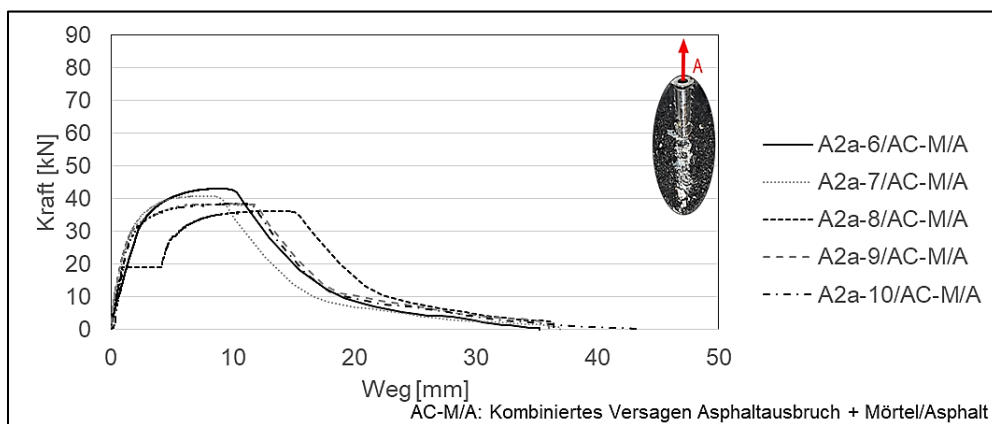


Abbildung 56: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei 10°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel; Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Der Kurvenverlauf der Versuche ist anfangs annähernd linear, der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last liegt bei 10,1 mm. Das kombinierte Versagen aus Asphaltausbruch und Versagen zwischen Mörtel und Asphalt tritt ein, nicht jedoch zwischen Mörtel und Stahl im Vergleich zu den -20°C Versuchen. Am abfallenden Ast der Last-Verschiebungskurve ist ein Einfluss durch Reibung am Bohrloch zu erkennen,

der Abfall der Kurve erfolgt flacher. Im Zuge des Versuches A2a-8 ist ein Messfehler der Verschiebung aufgetreten, dieser Wert wird aus der Auswertung zur Anforderung (b) und (c) ausgeschlossen. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug ca. 7 Minuten. Das Versagen tritt zwischen Injektionsmörtel und Asphalt ein, Rückstände des Injektionsmörtels sind auf dem Befestigungselement zu erkennen. Der Schaft der Schraube ist im Gegensatz zu der Asphaltschraube mit Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm mit Asphalt behaftet. Die Gleitfläche des Versagensfalls zwischen Injektionsmörtel und Asphalt liegt im Asphalt, nicht in der Mörtelschicht. Dies ist auf die niedrigere Temperatur, also die höhere Anziehungskraft zwischen den Molekülen im Asphalt zurückzuführen. Der Ausbruchkegel ist vergleichsweise kleiner als bei höheren Temperaturen mit einem Durchmesser von 13,3 cm. Die Oberkante der Asphaltfläche verformt sich im Zuge des Ausziehversuches.

Tabelle 20: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 10°C; Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F _u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten F _{u,m} [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten F _{5%} [kN]	Standardabweichung S _u [kN]	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (a bis c) für alle Versuche erfüllt?		
					(a) Kein unkontrollierter Schlupf bis 0,8 F _u ?	(b) Variationskoeff. Für Verschiebung bei 0,5 F _u < 40%?	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?
A2a-6	43,0	39,4	30,5	2,6	erfüllt	25,9%	6,6%
A2a-7	40,8						
A2a-8	36,2					erfüllt	erfüllt
A2a-9	38,3						
A2a-10	38,4						
Ausreißertest nach Dixon mit α = 0,1		kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk-Test mit α = 0,1	Normalverteilung:	ja
		größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 39,4 kN, die Standardabweichung 2,6 kN (siehe Tabelle 20). Alle Anforderungen nach ETAG 001 (siehe Kapitel 3.3) sind erfüllt.

Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung

In nachfolgender Abbildung 57 sind die Last-Verschiebungskurven für axial belastete Asphaltschrauben bei 20°C Temperatureinwirkung mit einem Durchmesser von 16 mm und einer Verankerungstiefe von 100 mm dargestellt.

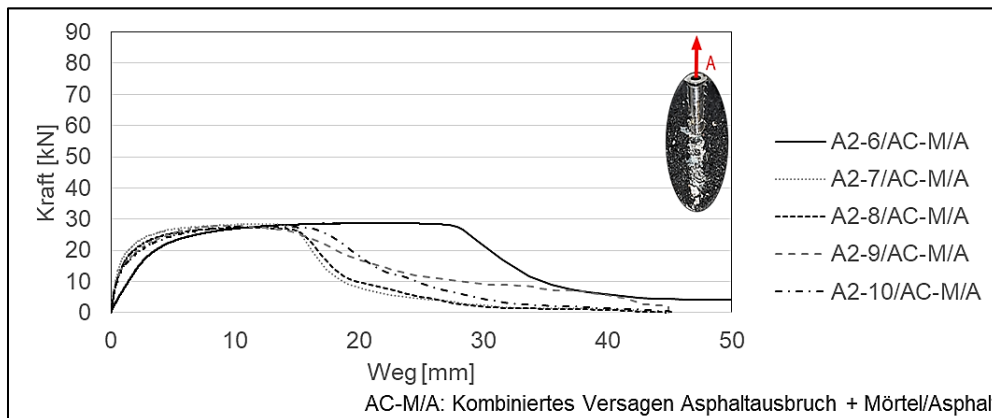


Abbildung 57: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel; Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last liegt bei 13,5 mm. Das nichtlinear verlaufende und kombinierte Versagen aus Asphaltausbruch und Versagen zwischen Mörtel und Asphalt tritt ein, nicht zwischen Mörtel und Stahl im Vergleich zu den -20°C Versuchen. Am abfallenden Ast der Last-Verschiebungskurve ist ein Einfluss durch Reibung am Bohrloch zu erkennen, der Abfall der Kurve ist flacher. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug ca. 4,3 Minuten. Das Versagen tritt zwischen Injektionsmörtel und Asphalt ein, Rückstände des Injektionsmörtels sind auf dem Befestigungselement zu erkennen, die auf den Mörtel einwirkende Reibung ist durch dessen glatte

Oberfläche ebenfalls deutlich. Der Schaft der Schraube ist im Gegensatz zu der Asphaltschraube mit Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm, mit Asphalt behaftet. Die Gleitfläche des Versagensfalls zwischen Injektionsmörtel und Asphalt liegt im Asphalt, die Klebekraft des Injektionsmörtels wird nicht überschritten. Der Ausbruchkegel ist mit einem Durchmesser von 13,6 cm vergleichbar zu den Versuchen bei 20°C, die Oberkante der Asphaltfläche verformt sich hier ebenfalls im Zuge des Ausziehversuches.

Tabelle 21: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 20°C; Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F_u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten $F_{u,m}$ [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten $F_{5\%}$ [kN]	Standard- abweichung S_u [kN]	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (a bis c) für alle Versuche erfüllt?		
					(a) Kein unkontrollierter Schlupf bis 0,8 F_u ?	(b) Variationskoeff. Für Verschiebung bei 0,5 F_u < 40%?	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?
A2-6	28,8	28,0	25,9	0,6	erfüllt	55,8%	2,2%
A2-7	28,5						
A2-8	27,2						
A2-9	27,9					Nicht erfüllt	erfüllt
A2-10	27,7						
Ausreißertest nach Dixon mit $\alpha = 0,1$		kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk-Test mit $\alpha = 0,1$	Normalverteilung:	keine Normalverteilung
		größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 28,0 kN, die Standardabweichung 0,6 kN (siehe Tabelle 21). Die Anforderungen (a) und (c) nach ETAG 001 (siehe Kapitel 3.3) sind erfüllt, Anforderung (b) ist nicht erfüllt. Dies liegt an Versuch A2-6 und dessen abweichender Last-Verschiebungskurve, welche als nicht charakteristisch anzusehen ist. Da die Bedingung (b) ohne Versuch A2-6 erfüllt ist und hier kein für die Versuche charakteristischer Verlauf vorliegt, wird auf weitere Versuche verzichtet. Für eine statistisch begründete Allgemeingültigkeit sind allerdings weitere Versuche durchzuführen. Die Ergebnisse sind daher mittels numerischer Analyse zu validieren. Eine nicht nachgewiesene Normalverteilung nach Shapiro-Wilk ist auf die geringe Standardabweichung zurückzuführen.

Ergebnis der Querzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung

In nachfolgender Abbildung 58 sind die Last-Verschiebungskurven für auf Querzug belastete Asphaltschrauben bei 20°C Temperatureinwirkung dargestellt.

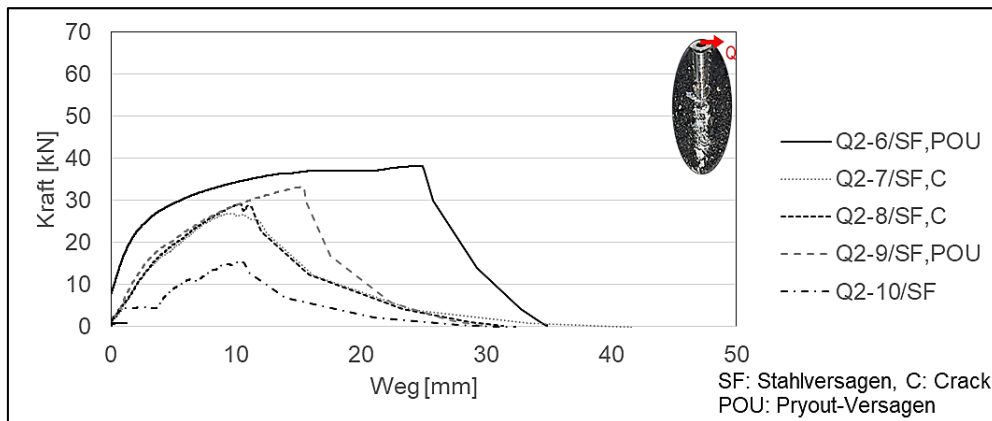


Abbildung 58: Links: Ergebnis der Querzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel; Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last liegt bei 14,9 mm. Das Stahlversagen der Asphaltschraube tritt ein. Zwei Versuche zeigten außerdem anteilig ein Versagen durch Herausziehen, in zwei Fällen traten Rissbildungen an der Befestigung auf. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug ca. 5 Minuten. Die Befestigung versagt unter der Querzugbelastung auf der lastabgewandten Seite (Pryout-Versagen), durch die Biegung im Zuge des Ausziehversuches tritt außerdem Stahlversagen der in die Asphaltschraube eingeschraubten Befestigung ein.

Tabelle 22: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 20°C; Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F_u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten $F_{u,m}$ [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten $F_{5\%}$ [kN]	Standard-abweichung S_u [kN]	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (c) für alle Versuche erfüllt?
Q2-6	38,2	31,8	12,1	5,0	15,7%	
Q2-7	26,9					
Q2-8	29,0					
Q2-9	33,1					
Q2-10	15,5				erfüllt	
Ausreißertest nach Dixon mit $\alpha = 0,1$	kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk-Test mit $\alpha = 0,1$	Normalverteilung:	ja
	größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 31,8 kN, die Standardabweichung 5,0 kN. Die Anforderung (c) an den Variationskoeffizienten der Bruchlasten (siehe Kapitel 3.3) ist erfüllt, wenn alle auf Werkstoffversagen basierten Versuche eingerechnet werden. Versuch Q2-10 wird aufgrund des reinen Stahlversagens nicht mit eingerechnet.

4.3.3. Statische Belastung an Asphaltschrauben - Ø22 mm, $h_{ef} = 155$ mm

In nachfolgender Abbildung 59 sind die Last-Verschiebungskurven für axial belastete Asphaltschrauben bei 20°C mit einem Durchmesser von 22 mm und einer Verankerungstiefe von 155 mm dargestellt.

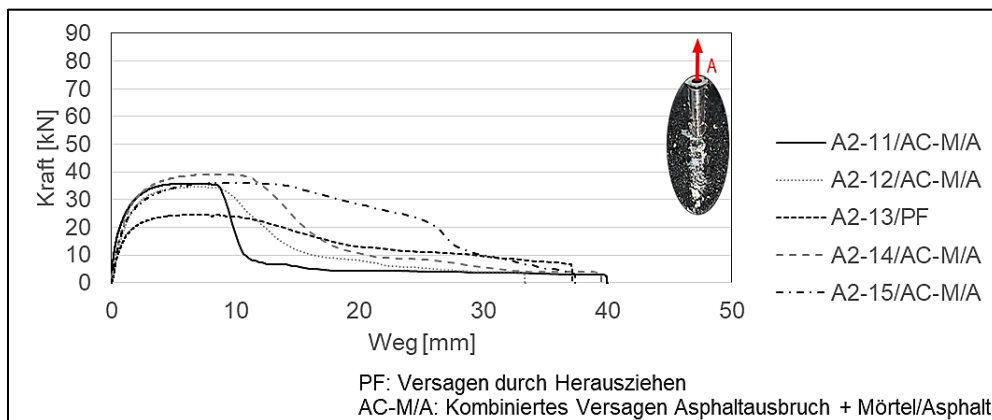


Abbildung 59: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel; Ø22 mm, $h_{ef} = 155$ mm

Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last liegt bei 7 mm. Das kombinierte Versagen aus Asphaltausbruch und des Versagen zwischen Mörtel und Asphalt tritt ein, nicht zwischen Mörtel und Stahl im Vergleich zu den -20°C Versuchen. Am abfallenden Ast der Last-Verschiebungskurve ist ein größerer Einfluss durch Reibung am Bohrloch zu erkennen, der Abfall der Kurve ist flach. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug ca. 6,7 Minuten. Das Versagen tritt zwischen Injektionsmörtel und Asphalt ein. Rückstände des Injektionsmörtels sind auf dem Befestigungselement zu erkennen, die auf den Mörtel einwirkende Reibung ist durch dessen glatte Oberfläche ebenfalls zu erkennen. Der Ausbruchkegel ist vergleichsweise kleiner als bei höheren Temperaturen und zieht nicht den sonst typischen kegelförmigen Ausbruch nach sich. Die Form des Ausbruchkegels ähnelt der eines vierblättrigen Kleeblattes oder einer Ellipse. Da die Oberkante der Asphaltfläche sich im Zuge des Ausziehversuches bereits stark verformt, kann sich kein runder Kegel einstellen.

Tabelle 23: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 155$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F _u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten F _{u,m} [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten F _{5%} [kN]	Standardabweichung S _u [kN]	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (a bis c) für alle Versuche erfüllt?		
					(a) Kein unkontrollierter Schlupf bis 0,8 F _u ?	(b) Variationskoeff. Für Verschiebung bei 0,5 F _u < 40%?	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?
A2-11	35,8	36,4	17,5	5,6	erfüllt	34,8%	15,3%
A2-12	34,6						
A2-13	24,6						
A2-14	39,2					erfüllt	erfüllt
A2-15	36,1						
Ausreißertest nach Dixon mit α = 0,1		kleinster Wert:	kleinster Wert ist ein Ausreißer	Shapiro-Wilk-Test mit α = 0,1	Normalverteilung:	ja	
		größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 36,4 kN, die Standardabweichung 5,6 kN. Die Anforderungen (a), (b) und (c) (siehe Kapitel 3.3) sind erfüllt. Der Test nach DIXON zeigt für den kleinsten Wert einen Ausreißer an.

4.4. Übertragbarkeit auf andere Befestigungssysteme unter statischer Belastung

4.4.1. Allgemeines zur Versuchsdurchführung

In diesem Kapitel werden die Axialzugversuche nach Versuchsplan (siehe Tabelle 5) dargestellt, die geprüfte Temperatureinwirkung beträgt 20°C. Ziel dieser Versuche ist es, die Funktionstüchtigkeit anderer Befestigungssysteme aus der Befestigungstechnik in Beton für Asphalt zu testen.

4.4.2. Statische Belastung an Betonschrauben

Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung

In nachfolgender Abbildung 60 sind die Last-Verschiebungskurven für axial belastete Betonschrauben bei 20°C Temperatureinwirkung mit einem Durchmesser von 14 mm und einer Verankerungstiefe von 104 mm dargestellt.

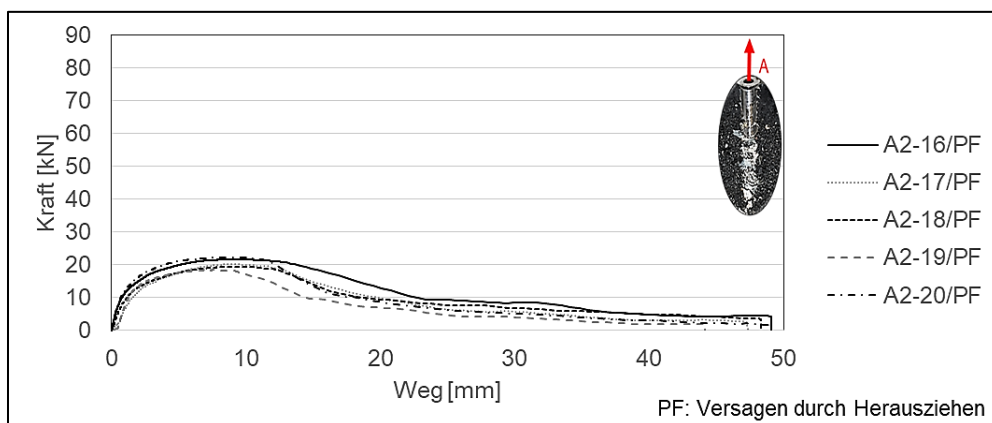


Abbildung 60: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagen; Betonschraube Ø14 mm, $h_{ef} = 104$ mm

Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last liegt bei 8,9 mm. Am abfallenden Ast der Last-Verschiebungskurve ist ein größerer Einfluss durch Reibung am Bohrloch zu erkennen, der Abfall der Kurve erfolgt flach. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug ca. 4,2 Minuten.

Tabelle 24: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 20°C; Betonschraube [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F_u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten $F_{u,m}$ [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten $F_{5\%}$ [kN]	Standard-abweichung S_u [kN]	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (a bis c) für alle Versuche erfüllt?		
					(a) Kein unkontrollierter Schlupf bis 0,8 F_u ?	(b) Variationskoeff. Für Verschiebung bei 0,5 F_u < 40%?	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?
A2-16	21,6	20,3	14,9	1,6	erfüllt	32,2%	7,8%
A2-17	20,1						
A2-18	19,4					erfüllt	erfüllt
A2-19	18,3						
A2-20	22,2						
Ausreißertest nach Dixon mit $\alpha = 0,1$	kleinster Wert:		kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk-Test mit $\alpha = 0,1$	Normalverteilung:	ja
	größter Wert:		kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 20,3 kN, die Standardabweichung 1,6 kN. Die Anforderungen (a), (b) und (c) (siehe Kapitel 3.3) sind erfüllt.

4.4.3. Statische Belastung an Spreizdübeln

In nachfolgender Abbildung 60 sind die Last-Verschiebungskurven für axial belastete Spreizdübel bei 20°C Temperatureinwirkung mit einem Durchmesser von 16 mm und einer Verankerungstiefe von 110 mm dargestellt.

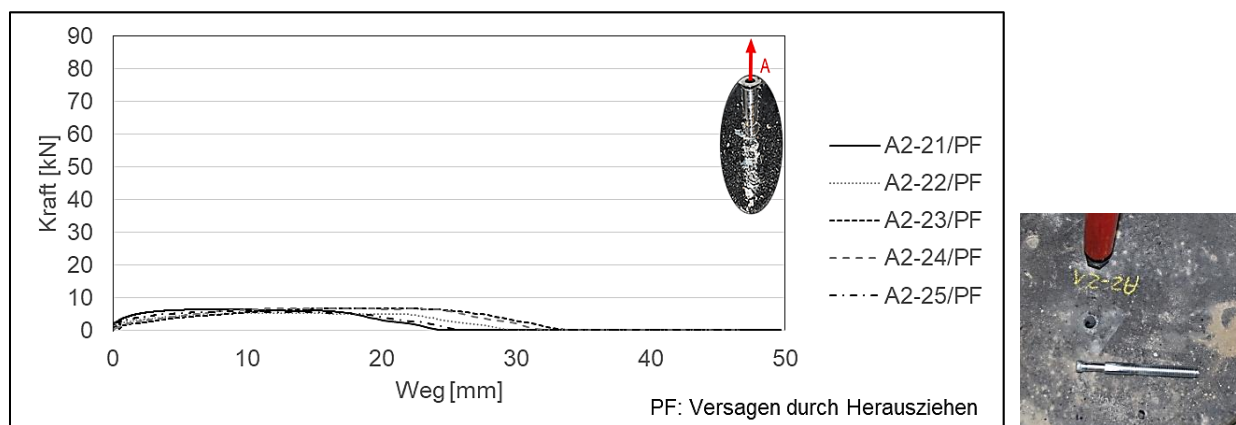


Abbildung 61: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Versagensfall; Spreizdübel Ø16 mm, $h_{ef} = 110$ mm

Der Kurvenverlauf der Versuche zeigt eine sehr geringe Auslenkung, es stellt sich Versagen durch Herausziehen ein. Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last liegt bei 12,7 mm. Am abfallenden Ast der Last-Verschiebungskurve ist ein größerer Einfluss durch Reibung am Bohrloch zu erkennen, der Abfall der Kurve ist flach. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug ca. 1,8 Minuten. Das Spreizelement des Dübels wurde durchgezogen und verblieb im Zuge des Versagens durch Herausziehen im Bohrloch.

Tabelle 25: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 20°C; Spreizdübel [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F_u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten $F_{u,m}$ [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten $F_{5\%}$ [kN]	Standard- abweichung S_u [kN]	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (a bis c) für alle Versuche erfüllt?		
					(a) Kein unkontrollierter Schlupf bis 0,8 F_u ?	(b) Variationskoeff. Für Verschiebung bei 0,5 F_u < 40%?	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?
A2-21	6,4	6,2	4,0	0,6	erfüllt	66,8%	10,2%
A2-22	5,3						
A2-23	6,7						
A2-24	6,8					Nicht erfüllt	erfüllt
A2-25	5,8						
Ausreißertest nach Dixon mit $\alpha = 0,1$		kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk-Test mit $\alpha = 0,1$	Normalverteilung:	nein
		größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 6,2 kN, die Standardabweichung 0,6 kN. Die Anforderungen (a) und (c) (siehe Kapitel 3.3) sind erfüllt. Die Anforderung (b) an den Variationskoeffizient der Verschiebung ist nicht erfüllt.

4.5. Stoßartige Belastung mit anschließender Bestimmung der Resttragfähigkeit an Asphaltverschraubung Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

4.5.1. Allgemeines zur Versuchsdurchführung

Zunächst wurde eine stoßartige Belastung von 15 kN innerhalb einer Sekunde auf die Befestigungen aufgebracht. Die Last von 15 kN wurde infolge der Vorversuche (Kapitel 3.2.2) festgelegt. Die während dieser Vorversuche ermittelte mögliche Maximallast stellt hier die Last vor einer Rissbildung, eines Asphaltausbruchs oder dem Auszug der Befestigung dar. Aus der im ungünstigsten Fall ermittelten Maximallast von 55 kN wurde mit einem sehr hohen Sicherheitsbeiwert von $\gamma > 3$ die nun zu überprüfende Grenzlaster von 15 kN festgelegt. Die aus den Vorversuchen bereits ermittelten Achs- und Randabstände (0,3 m/0,25 m) wurden beibehalten. Mittels eines Ventils erfolgte die stoßartige Belastung auf die Asphaltbefestigung. Mit Erreichen der gewünschten Belastungshöhe von 15 kN infolge Druckaufbau, führte das Öffnen des Ventils zur stoßartigen Belastung innerhalb von einer Sekunde. Die Ermittlung der Resttragfähigkeit erfolgte unter gleichen Randbedingungen wie die statischen Versuche (siehe Kapitel 4.1).

4.5.2. Axialzug

In diesem Abschnitt werden die Axialzugversuche unter 15 kN Stoßbelastung und anschließender Bestimmung der Resttragfähigkeit nach Versuchsplan (siehe Tabelle 5) dargestellt.

Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung mit zuvor aufgebrachter Stoßbelastung

In nachfolgender Abbildung 62 sind die Last-Verschiebungskurven für axial belastete Asphaltverschraubungen bei 20°C Temperatureinwirkung mit einem Durchmesser von 22 mm und einer Verankerungstiefe von 100 mm dargestellt.

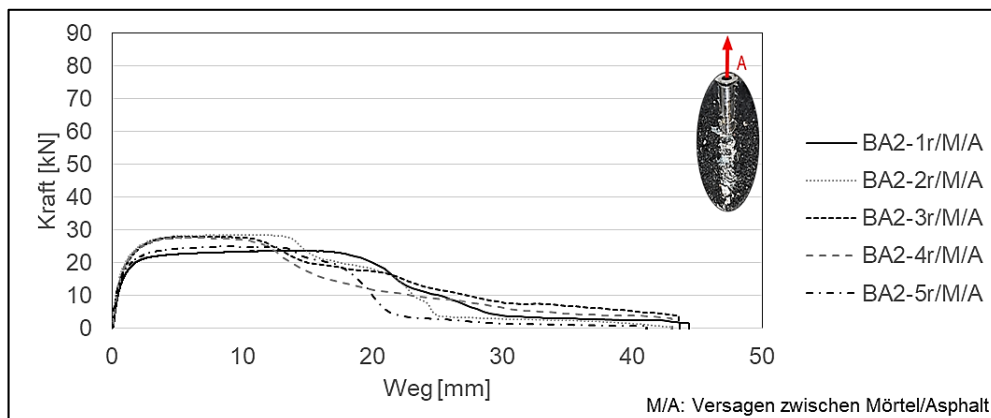


Abbildung 62: Links: Ergebnis der Resttragfähigkeit unter Axialzug mit 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Die Last-Verschiebungskurven streuen deutlich im Vergleich zu den statischen Versuchen. Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last liegt bei 9,0 mm, vergleichbar zu den Versuchen bei 20°C ohne stoßartige Belastung. Das Versagen zwischen Mörtel und Asphalt tritt ein, ein Ausbruchkegel stellt sich lediglich in wesentlich geringeren Abmessungen mit einem Durchmesser von 11,6 cm ein. Am abfallenden Ast der Last-Verschiebungskurve ist ein größerer Einfluss durch Reibung am Bohrloch zu erkennen. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug ca. 5 Minuten. Das Versagen tritt zwischen

Injektionsmörtel und Asphalt ein. Rückstände des Injektionsmörtels sind auf dem Befestigungselement zu erkennen, die auf den Mörtel einwirkende Reibung ist durch dessen glatte Oberfläche ebenfalls zu erkennen. Der Ausbruchkegel ist vergleichsweise kleiner im Vergleich zu den statischen Versuchen mit einem mittleren Durchmesser von 11,6 cm. Der Verbund zwischen Schraube und Mörtel wird durch die Stoßbelastung geschädigt. Die Befestigung wird nach Erreichen der Höchstlast teilweise durch das Bohrloch gezogen und darauffolgend mit einem kleinen Ausbruchkegel herausgezogen. Aus diesem Grund wird hier vom Versagen zwischen Asphalt und Mörtel gesprochen, der nach der Höchstlast auftretende Ausbruchkegel wird hier als Sekundärversagen bezeichnet. Die Oberkante der Asphaltfläche verformt sich im Zuge des Ausziehversuches.

Tabelle 26: Ergebnistabelle der Resttragfähigkeit unter Axialzug mit 20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F _u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten F _{u,m} [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten F _{5%} [kN]	Standardabweichung S _u [kN]	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (a bis c) für alle Versuche erfüllt?		
					(a) Kein unkontrollierter Schlupf bis 0,8 F _u ?	(b) Variationskoeff. Für Verschiebung bei 0,5 F _u < 40%?	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?
BA2-1r	23,5	26,5	19,2	2,1	erfüllt	15,6%	8,1%
BA2-2r	28,5						
BA2-3r	28,0					erfüllt	erfüllt
BA2-4r	27,5						
BA2-5r	25,0						
Ausreißertest nach Dixon mit α = 0,1		kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk-Test mit α = 0,1	Normalverteilung:	ja
		größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 26,5 kN, die Standardabweichung 2,1 kN (siehe Tabelle 26). Verglichen mit den Werten der Axialzugversuche ohne stoßartige Belastung (Kapitel 4.2.2) ist der Mittelwert um 4,6 kN niedriger. Die Anforderungen (a), (b) und (c) sind erfüllt.

4.5.3. Querzug

In diesem Abschnitt werden die Querzugversuche unter 15 kN Stoßbelastung und anschließender Bestimmung der Resttragfähigkeit nach Versuchsplan (siehe Tabelle 5) dargestellt.

Ergebnis der Querzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung mit zuvor aufgebrachter Stoßbelastung

In nachfolgender Abbildung 63 sind die Last-Verschiebungskurven für axial belastete Asphaltverschraubungen bei 20°C Temperatureinwirkung mit einem Durchmesser von 22 mm und einer Verankerungstiefe von 100 mm dargestellt.

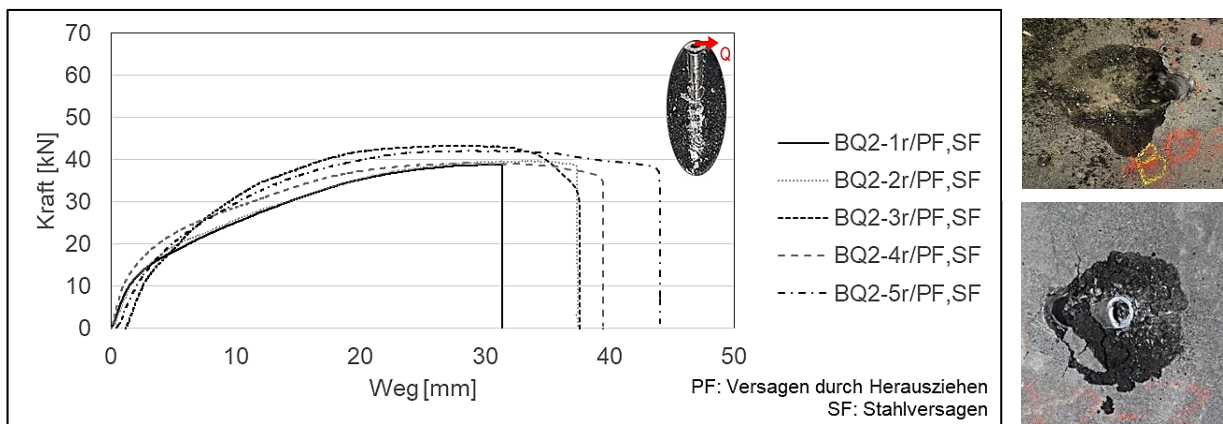


Abbildung 63: Links: Ergebnis der Resttragfähigkeit unter Querzug mit 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagen; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last liegt bei 30,3 mm. Das kombinierte Versagen aus Herausziehen und Stahlversagen tritt auf. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug

ca. 5,8 Minuten. Die Befestigung wird unter der Querkzugbelastung herausgezogen, durch die Biegung im Zuge des Ausziehversuches tritt außerdem Stahlversagen auf.

Tabelle 27: Ergebnistabelle der Resttragfähigkeit unter Querkzug mit 20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F_u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten $F_{u,m}$ [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten $F_{5\%}$ [kN]	Standard-abweichung S_u [kN]	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (c) für alle Versuche erfüllt?
BQ2-1r	39,0	40,6	34,1	1,9	4,8%	
BQ2-2r	39,6					
BQ2-3r	43,3					
BQ2-4r	39,2					
BQ2-5r	42,1				erfüllt	
Ausreißertest nach Dixon mit $\alpha = 0,1$	kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk-Test mit $\alpha = 0,1$	Normalverteilung:	ja
	größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 40,6 kN, die Standardabweichung 1,9 kN. Die Anforderung (c) an den Variationskoeffizienten der Bruchlasten (siehe Kapitel 3.3) ist erfüllt.

4.6. Übertragbarkeit auf andere Asphaltschrauben unter stoßartiger Belastung

4.6.1. Allgemeines zur Versuchsdurchführung

In diesem Kapitel werden die Axial- und Querkzugversuche nach Versuchsplan (siehe Tabelle 5) dargestellt. Die getestete Temperatureinwirkung beträgt 20°C.

4.6.2. Stoßartige Belastung der Asphaltschraube - Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm

In diesem Abschnitt werden die Axialzugversuche unter 15 kN Stoßbelastung und anschließender Bestimmung der Resttragfähigkeit nach Versuchsplan (siehe Tabelle 5) dargestellt.

Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung

In nachfolgender Abbildung 64 sind die Last-Verschiebungskurven für axial belastete Asphaltschrauben bei 20°C Temperatureinwirkung mit einem Durchmesser von 16 mm und einer Verankerungstiefe von 100 mm dargestellt.

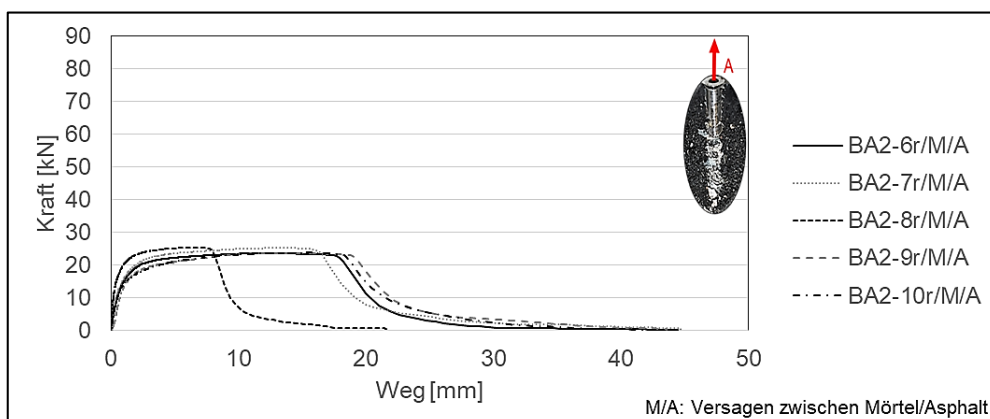


Abbildung 64: Links: Ergebnis der Resttragfähigkeit unter Axialzug mit 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel; Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last liegt bei 12,2 mm, vergleichbar zu den 20°C Versuchen ohne stoßartige Belastung. Das kombinierte Versagen aus Asphaltausbruch und Versagen zwischen Mörtel und Asphalt tritt ein. Am abfallenden Ast der Last-Verschiebungskurve ist ein größerer Einfluss durch

Reibung am Bohrloch zu erkennen. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug ca. 5 Minuten. Das Versagen tritt zwischen Injektionsmörtel und Asphalt ein. Rückstände des Injektionsmörtels sind auf dem Befestigungselement zu erkennen, die auf den Mörtel einwirkende Reibung ist durch dessen glatte Oberfläche ebenfalls sichtbar. Der Ausbruchkegel ist vergleichsweise kleiner als bei niedrigeren Temperaturen. Die Oberkante der Asphaltfläche verformt sich im Zuge des Ausziehversuches. Die Befestigung wird während des Lastabfalls teilweise herausgezogen, eine verbleibende Verschiebung ist am Schraubenkopf zu erkennen (siehe Abbildung 64 rechts).

Tabelle 28: Ergebnistabelle der Resttragfähigkeit unter Axialzug mit 20°C; Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F_u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten $F_{u,m}$ [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten $F_{5\%}$ [kN]	Standardabweichung S_u [kN]	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (a bis c) für alle Versuche erfüllt?		
					(a) Kein unkontrollierter Schlupf bis 0,8 F_u ?	(b) Variationskoeff. Für Verschiebung bei 0,5 F_u < 40%?	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?
BA2-6r	23,6	24,3	21,3	0,9	erfüllt	37,9%	3,7%
BA2-7r	25,2						
BA2-8r	25,4						
BA2-9r	23,7					erfüllt	erfüllt
BA2-10r	23,8						
Ausreißertest nach Dixon mit $\alpha = 0,1$		kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk-Test mit $\alpha = 0,1$	Normalverteilung:	nein
		größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 24,3 kN, die Standardabweichung 0,9 kN (siehe Tabelle 28). Verglichen mit den Werten der Axialzugversuche ohne stoßartiger Belastung (Kapitel 4.2.2), ist der Mittelwert um 15,1 kN niedriger. Die Anforderungen (a), (b) und (c) sind erfüllt. Die nicht nachgewiesene Normalverteilung wird auf die geringe Standardabweichung zurückgeführt.

4.6.3. Stoßartige Belastung der Asphaltschraube - Ø22 mm, $h_{ef} = 155$ mm

In diesem Abschnitt werden die Axialzugversuche unter 15 kN Stoßbelastung und anschließender Bestimmung der Resttragfähigkeit nach Versuchsplan (siehe Tabelle 5) dargestellt.

Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung

In nachfolgender Abbildung 65 sind die Last-Verschiebungskurven für axial belastete Asphaltschrauben bei 20°C Temperatureinwirkung mit einem Durchmesser von 22 mm und einer Verankerungstiefe von 155 mm dargestellt.

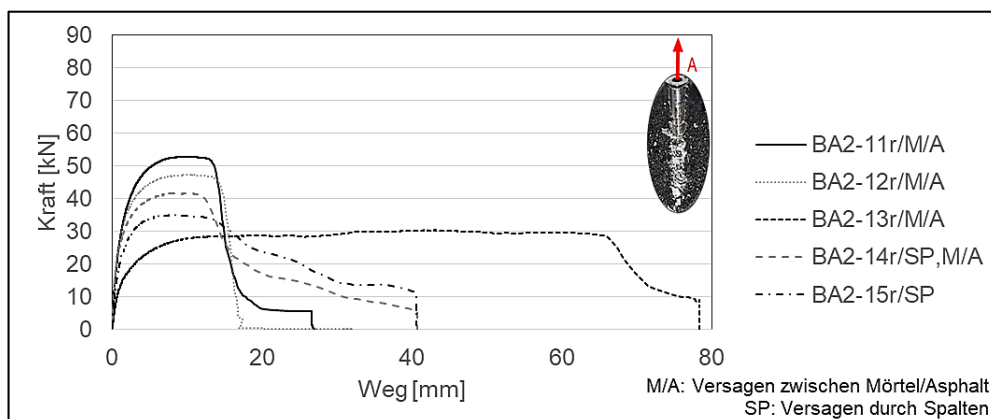


Abbildung 65: Links: Ergebnis der Resttragfähigkeit unter Axialzug mit 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel; Ø22 mm, $h_{ef} = 155$ mm

Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last liegt bei 15,4 mm. Das kombinierte Versagen aus Asphaltausbruch und Versagen zwischen Mörtel und Asphalt tritt ein, jedoch nicht zwischen Mörtel und

Stahl im Vergleich zu den -20°C Versuchen. Am abfallenden Ast der Last-Verschiebungskurve ist ein größerer Einfluss durch Reibung am Bohrloch zu erkennen, der Abfall der Kurve ist flach. Versuch BA2-13r zeigt vergleichsweise wesentlich größere Verschiebungen. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug ca. 5,8 Minuten. Das Versagen tritt zwischen Injektionsmörtel und Asphalt ein. Rückstände des Injektionsmörtels sind auf dem Befestigungselement zu erkennen, die auf den Mörtel einwirkende Reibung ist durch dessen glatte Oberfläche ebenfalls sichtbar. Der Ausbruchkegel ist vergleichsweise kleiner als bei höheren Temperaturen. Die Befestigung wird während des Lastabfalls teilweise herausgezogen, eine verbleibende Verschiebung ist am Schraubenkopf zu erkennen (siehe Abbildung 65, rechts).

Tabelle 29: Ergebnistabelle der Resttragfähigkeit unter Axialzug mit 20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 155$ mm [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F _u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten F _{u,m} [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten F _{5%} [kN]	Standard- abweichung S _u [kN]	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (a bis c) für alle Versuche erfüllt?		
					(a) Kein unkontrollierter Schlupf bis 0,8 F _u ?	(b) Variationskoeff. Für Verschiebung bei 0,5 F _u < 40%?	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?
BA2-11r	52,8	43,0	5,1	9,6	erfüllt	106,5%	22,3%
BA2-12r	47,2						
BA2-13r	30,3						
BA2-14r	41,7					Nicht erfüllt	Nicht erfüllt
BA2-15r	34,9						
Ausreißertest nach Dixon mit α = 0,1		kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk-Test mit α = 0,1	Normalverteilung:	ja
		größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 43 kN, die Standardabweichung 9,6 kN. Die Anforderungen (b) und (c) (siehe Kapitel 3.3) sind nicht erfüllt, Anforderung (a) gilt als erfüllt. Um ein besseres statistisches Ergebnis für die Versuche zu erlangen, müssen weitere erfolgen. Für eine grundsätzliche Betrachtung des Einflusses von stoßartigen Belastungen bei 20°C werden diese Versuche als hinreichend genau angesehen.

4.7. Übertragbarkeit auf andere Befestigungssysteme unter stoßartiger Belastung

4.7.1. Allgemeines zur Versuchsdurchführung

In diesem Kapitel werden die Axial- und Querkzugversuche nach Versuchsplan (siehe Tabelle 5) dargestellt. Die getestete Temperatureinwirkung beträgt 20°C. Ziel dieser Versuche ist es, die Funktionstüchtigkeit anderer Befestigungssysteme aus der Befestigungstechnik in Beton für Asphalt zu testen.

4.7.2. Stoßartige Belastung von Betonschrauben

In diesem Abschnitt werden die Axialzugversuche unter 15 kN Stoßbelastung und anschließender Bestimmung der Resttragfähigkeit nach Versuchsplan (siehe Tabelle 5) dargestellt.

Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung

In nachfolgender Abbildung 66 sind die Last-Verschiebungskurven für axial belastete Asphaltsschrauben bei 20°C Temperatureinwirkung mit einem Durchmesser von 14 mm und einer Verankerungstiefe von 104 mm dargestellt.

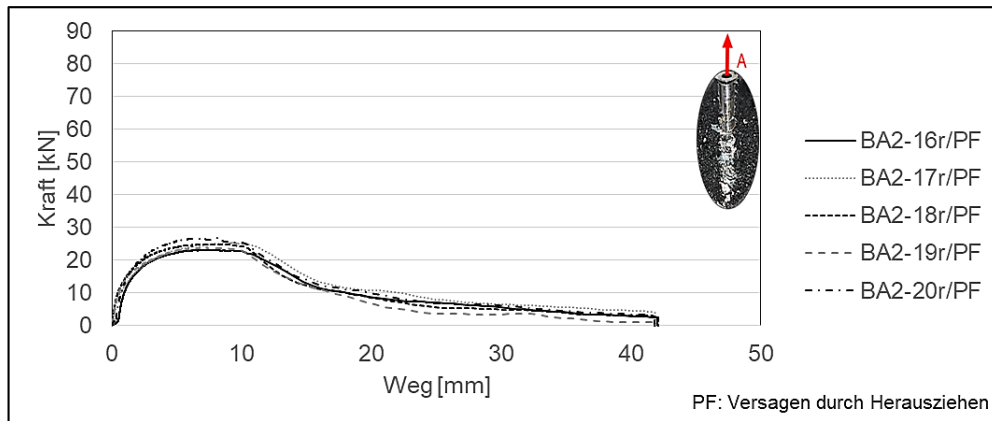


Abbildung 66: Links: Ergebnis der Resttragfähigkeit unter Axialzug mit 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagen; Betonschraube Ø14 mm, $h_{ef} = 104$ mm

Der mittlere Weg s_{Fu} bei maximaler Last liegt bei 7,9 mm. Das Versagen tritt durch Herausziehen ein. Nachfolgende Tabelle 30 zeigt die Ergebnisse und Anforderungsüberprüfungen. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug ca. 5 Minuten. Die Befestigung versagt durch Herausziehen, ein Ausbruchkegel stellt sich hierbei nicht ein.

Tabelle 30: Ergebnistabelle der Resttragfähigkeit unter Axialzug mit 20°C; Betonschraube [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F _u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten F _{u,m} [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten F _{5%} [kN]	Standard-abweichung S _u [kN]	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (a bis c) für alle Versuche erfüllt?		
					(a) Kein unkontrollierter Schlupf bis 0,8 F _u ?	(b) Variationskoeff. Für Verschiebung bei 0,5 F _u < 40%?	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?
BA2-16r	23,1	24,7	19,9	1,4	erfüllt	20,7%	5,8%
BA2-17r	25,2						
BA2-18r	24,8					erfüllt	erfüllt
BA2-19r	23,8						
BA2-20r	26,8						
Ausreißertest nach Dixon mit α = 0,1		kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk-Test mit α = 0,1	Normalverteilung:	ja
		größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 5 Versuche beträgt 24,7 kN, die Standardabweichung 1,4 kN. Die Anforderungen (a), (b) und (c) (siehe Kapitel 3.3) sind erfüllt.

4.7.3. Stoßartige Belastung der Spreizdübel

In diesem Abschnitt werden die Axialzugversuche unter 15 kN Stoßbelastung und anschließender Bestimmung der Resttragfähigkeit nach Versuchsplan (siehe Tabelle 5) dargestellt.

Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung

Die Spreizdübel versagten bereits im Zuge der Stoßbelastung durch Herausziehen. Tabelle 31 zeigt die Ergebnisse der Versuche.

Tabelle 31: Ergebnistabelle der Resttragfähigkeit unter Axialzug mit 20°C; Spreizdübel [1], [80], [81]

Bezeichnung	Bruchlast F_u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten $F_{u,m}$ [kN]	5%-Quantil der Bruchlasten $F_{5\%}$ [kN]	Standard-abweichung S_u [kN]	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (a bis c) für alle Versuche erfüllt?		
					(a) Kein unkontrollierter Schlupf bis 0,8 F_u ?	(b) Variationskoeff. Für Verschiebung bei 0,5 F_u < 40%?	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?
BA2-21s	8,3	9,4	2,5	2,0	erfüllt	63,2%	21,6%
BA2-22s	9,8						
BA2-23s	10,2					Nicht erfüllt	Nicht erfüllt
BA2-24s	9,2						
BA2-25s	5,1						
Ausreißertest nach Dixon mit $\alpha = 0,1$		kleinster Wert:	kleinster Wert ist ein Ausreißer	Shapiro-Wilk-Test mit $\alpha = 0,1$	Normalverteilung:	ja	
		größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Die mittlere Bruchlast der 4 Versuche beträgt 9,4 kN, die Standardabweichung 2,0 kN. Die Anforderungen (b) und (c) (siehe Kapitel 3.3) sind nicht erfüllt, Anforderung (a) ist erfüllt. Der Test nach Dixon ergab den kleinsten Wert als Ausreißer. Das Spreizelement wurde durch Abscheren vom Schaft gelöst und verblieb beim Herausziehen des Befestigungselementes im Bohrloch zurück.

4.8. Weiterführende experimentelle Untersuchungen zur Analyse des Tragverhaltens

4.8.1. Allgemeines zur Versuchsdurchführung

Zur vertiefenden Untersuchung des Tragverhaltens von Befestigungen in Asphalt galt es zusätzliche Versuche durchzuführen. Diese Versuche sollen außerdem helfen, ein Simulationsmodell mit der FEM-Methode zu verwirklichen.

4.8.2. Axialzugversuche unter enger Abstützung mit 20°C Probekörpertemperatur

Zur tiefergehenden Betrachtung des Tragverhaltens von Befestigungen in Asphalt galt es herauszufinden, wie groß der Anteil der übertragbaren Verbundkraft an der Bruchlast ist. Damit kann das kombinierte Versagen getrennt Betrachtung finden. Die übertragbare Last über Verbund und über den sich einstellenden Ausbruchkegel gilt es, hier gezielt zu isolieren. Dazu wird nach ETAG 001 Teil 5 [55] (ersetzt durch EAD 330499-00-0601 [84]) ein Versuchsaufbau mit enger Abstützung gewählt (siehe Abbildung 67).

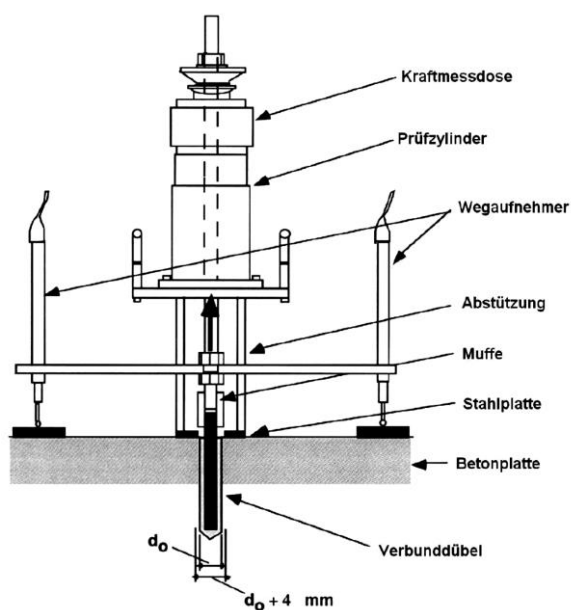


Abbildung 67: Versuchsaufbau mit enger Abstützung für Axialzugbelastungen; Links aus [55]

Der Aufbau ähnelt grundsätzlich dem der weiten Abstützung (siehe Abbildung 39, links). Um allerdings den Ausbruch eines Kegels zu verhindern, wird die gesamte Vorrichtung nah am Befestigungsmittel abgestützt. Die Bohrung der Abstützplatte ist im Radius 2 mm größer als das Bohrloch.

In nachfolgender Abbildung 68 sind die Last-Verschiebungskurven für axial belastete Asphaltschrauben bei 20°C Temperatureinwirkung mit einem Durchmesser von 22 mm und einer Verankerungstiefe von 65 mm mit enger Abstützung dargestellt. Durch die Wahl der Verankerungstiefe von 65 mm soll nur die Fläche angesetzt werden, die Verbundkräfte übertragen kann. Da die Ausbruchkegel der Versuche unter weiter Abstützung eine Tiefe von 35 mm aufwiesen, wurde hier eine Verankerungstiefe von 65 mm gewählt. Auf diese Weise soll lediglich das Verbundversagen forciert werden, um beide Versagensfälle zu trennen. Dabei ist ein Probekörper aus dem Randbereich der Musterasphaltfläche verwendet worden, der eine geringe Schichtdicke des Gussasphalts hatte von unter einem Zentimeter. Die gesamte Verankerungstiefe der Schraube beträgt unter weiter Abstützung ursprünglich 100 mm. Abbildung 68 zeigt die Last-Verschiebungskurven der durchgeführten Versuche. Die Bezeichnung V steht für das Verbundversagen, welches hier genauer untersucht wird.

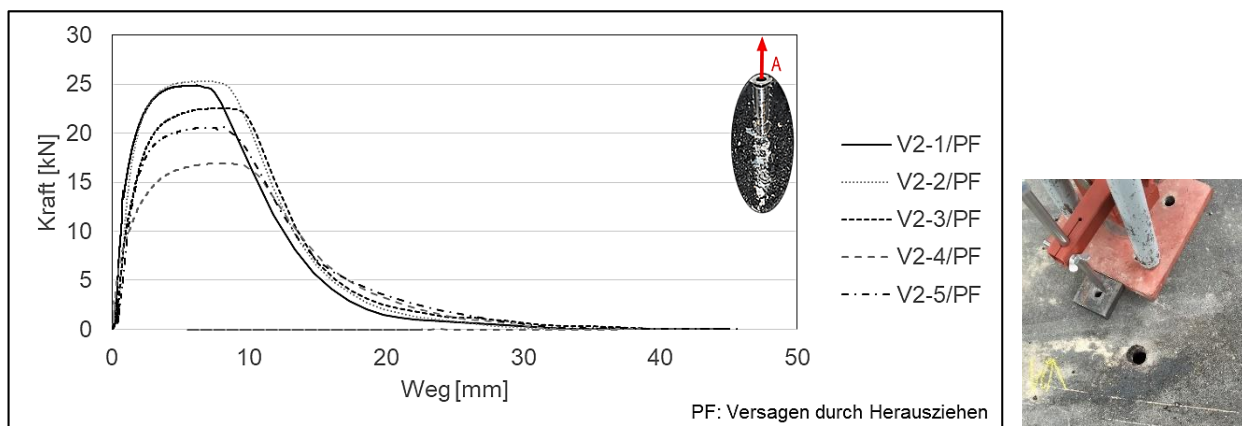


Abbildung 68: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung mit enger Abstützung; Rechts: Charakteristisches Versagen; Ø22 mm, $h_{ef} = 65$ mm

In der Last-Verschiebungskurve ist anfangs ein linearer Lastanstieg zu beobachten. Dies entspricht den Verläufen der vorangegangenen Versuche mit weiter Abstützung. Der nichtlineare Verlauf ist bis zur Bruchlast ebenso erkennbar. Ein Versagen durch Herausziehen tritt ein. Die durchschnittliche Versuchslaufzeit bis zum Bruch betrug 3,48 Minuten. Nachfolgende Tabelle 32 zeigt einen Überblick über die Versuchsergebnisse.

Tabelle 32: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 20°C mit enger Abstützung; Ø22 mm, $h_{ef} = 65$ mm [1], [80],[81]

Bezeichnung	Bruchlast F _u [kN]	Mittelwert der Bruchlasten F _{u,m} [kN]	5%-Fraktile der Bruchlasten F _{5%} [kN]	Standardabweichung S _u [kN]	Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 6.1.1.1 Kriterien (a bis c) für alle Versuche erfüllt?		
					(a) Kein unkontrollierter Schlupf bis 0,8 F _u ?	(b) Variationskoeff. Für Verschiebung bei 0,5 F _u < 40%?	(c) Variationskoeff. der Bruchlasten < 20%?
V2-1	24,9	24,2	16,3	1,5	erfüllt	26,8%	6,2%
V2-2	25,3						
V2-3	22,5					erfüllt	erfüllt
V2-4	17,0						
V2-5	20,6						
Ausreißertest nach Dixon mit α = 0,1		kleinster Wert:	kein Ausreißer gefunden		Shapiro-Wilk-Test mit α = 0,1	Normalverteilung:	ja
		größter Wert:	kein Ausreißer gefunden				

Das Ergebnis aus der engen Abstützung unter verminderter Verankerungstiefe stellt hierbei lediglich das Versagen infolge Verbundverlust dar, die Versuche erfolgten lediglich im Bereich des Verbundversagens aus den Ergebnissen der weiten Abstützung. Unterteilt ist das gesamte Versagen

in Verbundversagen und sich einstellenden Ausbruchkegel. Die Standardabweichung beträgt 1,5 kN. Alle Anforderungen nach ETAG sind erfüllt. Ein Ausreißer nach DIXON konnte nicht festgestellt werden.

4.8.3. Stoßartige Belastung bei einer Maximaltemperatur von 50°C

Um die Funktionsfähigkeit von Befestigungen in Asphalt auch bei maximalen Temperaturen gewährleisten zu können, wurden Stoßversuche in Anlehnung an die Vorversuche in Kapitel 3 durchgeführt. Der Versuchsaufbau entsprach hierbei dem in Kapitel 3.2.2 beschriebenen. Die Last von 15 kN wurde innerhalb einer Sekunde in fünf Versuchen axial aufgebracht (siehe Abbildung 38 und Abbildung 39). Nachfolgende Abbildung 69 zeigt die Befestigung nach einer Stoßbelastung.

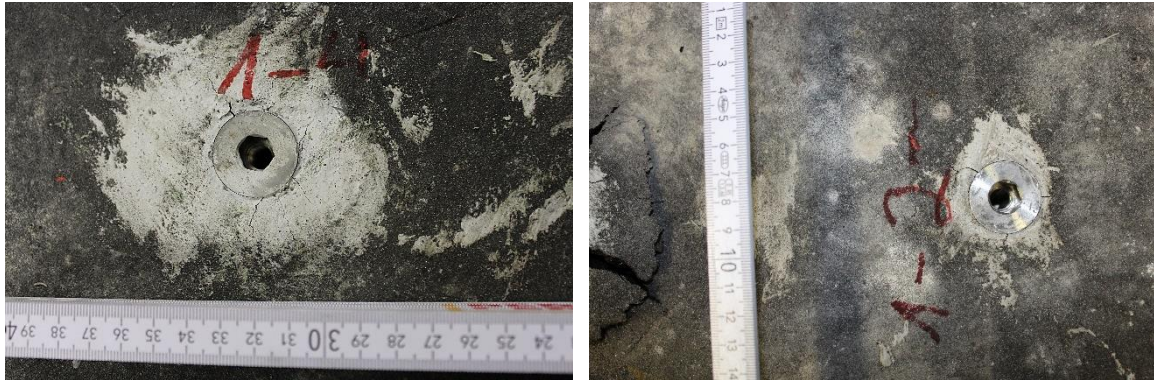


Abbildung 69: Rissentstehung an der Befestigung nach einer Stoßbelastung von 15 kN bei 50°C

Alle fünf Versuche zeigten um die Befestigung herum Rissbildungen infolge der Stoßbelastung in Axialzugrichtung. Ein Versagen trat jedoch nicht auf. Dies spricht für die Funktionsfähigkeit dieses Befestigungssystems auch bei hohen Temperaturen. Diese Versuche erfolgten zur Funktionsprüfung und wurden daher visuell auf Rissbildungen untersucht, weitere Analysen der Interaktion zwischen Schraube und Injektionsmörtel sind in 8.3 angegeben.

4.8.4. Spaltzugversuche an Bohrkernen mit 20°C Probekörpertemperatur

Zusätzlich zu den bereits durchgeführten Versuchen galt es mithilfe von Spaltzugversuchen an Bohrkernen der verankerungsrelevanten Asphaltbinderschicht (6 cm Schichtdicke) und Gussasphaltschicht (4 cm Schichtdicke) mit einem Durchmesser von 150 mm Materialkenndaten für die Simulation zu bestimmen. Die Spaltzugversuche in Anlehnung an die DIN EN 12697-23 [62] fanden mit der gleichen Belastungsgeschwindigkeit äquivalent zu den Ausziehversuchen statt. Passgenaue und abgerundete Druckstreifen leiten die Linienlast entlang des Bohrkernmantels mithilfe einer hydraulischen Druckprüfmaschine der Firma Toni Technik GmbH, Güteklasse 1, nach DIN 51220 und EN ISO 7500-1 ein.



Abbildung 70: Spaltzugversuch an der verankerungsrelevanten Asphaltbinderschicht

Die Versuche ergaben im Mittel eine Bruchlast von 16,6 kN, eine maximale horizontale Verschiebung von 0,38 mm und eine senkrechte Verschiebung von 7,4 mm für die Asphaltbinderschicht. Die Gussasphaltschicht wies eine mittlere Bruchlast von 16 kN auf mit einer senkrechten Verschiebung von 6,5 mm. Mit einer horizontalen Verschiebung von 0,3 mm ergeben sich für beide Schichten ähnliche Werte für Bruchlasten und Verschiebungen. Der E-Modul kann wie folgt berechnet werden [86]:

$$E = \frac{F(0,274+\mu)}{h \cdot u} \quad (6.1)$$

h	=	Bohrkerndicke	[mm]
u	=	Bruchverschiebung horizontal	[mm]
F	=	Kraft	[N]
μ	=	Querdehnzahl	[-]

Diese Versuchsdaten können für Modell 3 der FEM-Simulation verwendet werden (Kapitel 7.4.2). Für den mittleren E-Modul der für die Simulation relevanten Asphaltbinderschicht ergibt sich nach Gleichung 6.1 ein Wert von 381,4 N/mm². Für die Gussasphaltschicht ergibt sich ein Elastizitätsmodul von 8133,6 N/mm². Die Ergebnisse der Versuche sind in Abbildung 71 wiedergegeben.

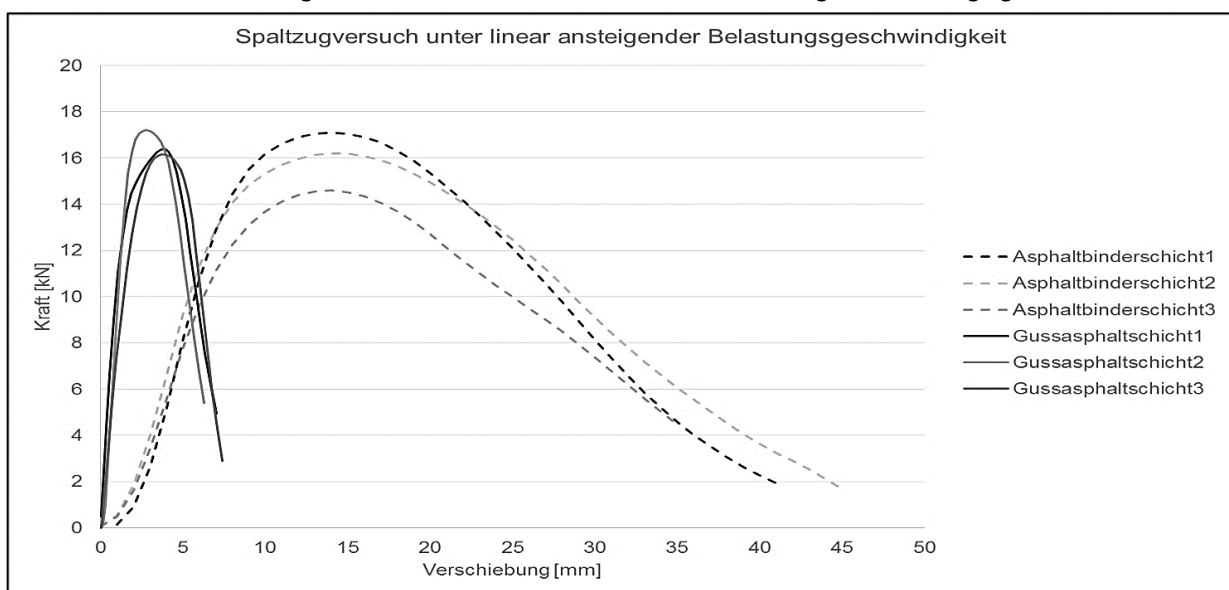


Abbildung 71: Ergebnisse der Spaltzugversuche an der verankerungsrelevanten Asphaltbinderschicht und Gussasphaltschicht

5. Ergebnisdiskussion zum Tragverhalten und relevanter Einflussfaktoren der Asphaltschraube durch experimentelle Analyse

5.1. Ausgangssituation

Im Zuge der Durchführung von Versuchen (siehe Kapitel 3.3), konnten Erkenntnisse zum besseren Verständnis des Tragverhaltens gewonnen werden. In diesem Kapitel sollen alle Erkenntnisse der Versuche an der Asphaltschraube mit einem Durchmesser von 22 mm und einer Verankerungstiefe von 100 mm und bei Temperaturen von -20°C, 10°C, 20°C und 40°C als Vergleich herangezogen werden. Dazu werden nachfolgend alle wichtigen Einflussfaktoren erörtert, um eine grundsätzliche Einschätzung über Befestigungen in Asphalt zu erlangen. Aufgrund der wesentlich niedrigeren Bruchlasten der Betonschraube und des Spreizdübels (siehe Kapitel 4.4) wird auf eine genaue Interpretation dieser Ergebnisse verzichtet. Die Asphaltschraube erwies sich anhand der Versuchsergebnisse als geeigneter.

5.2. Einfluss der Temperatur bzw. der Asphaltsteifigkeit

5.2.1. Vorbemerkungen

Zunächst ist der Einfluss infolge Erwärmung bzw. Abkühlung auf das Tragverhalten von Asphaltschrauben darzulegen, hierzu werden die Versuche nach ihrer Belastungsrichtung unterteilt.

5.2.2. Ergebnisdiskussion der Axialzugversuche unter unterschiedlicher Temperatureinwirkung

In folgender Abbildung 72 sind die Last-Verschiebungskurven der Axialzugversuche bei unterschiedlichen Temperatureinwirkungen dargestellt.

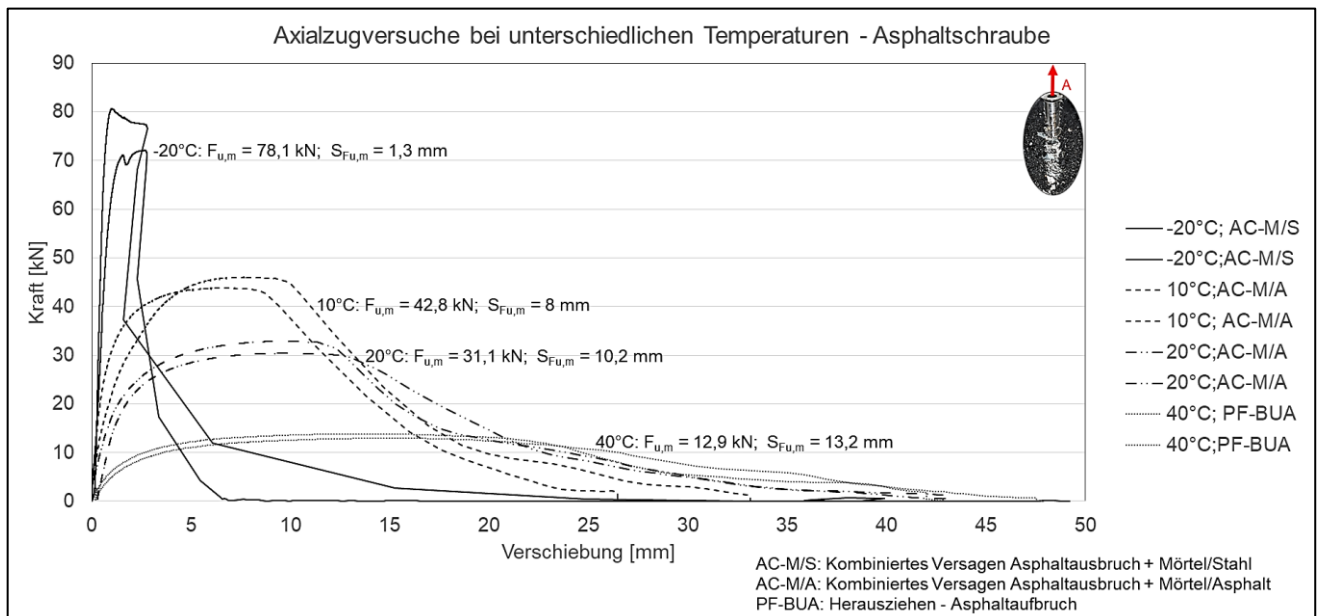


Abbildung 72: Axialzugbelastung bei unterschiedlichen Temperaturen – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Es ist zu erkennen, dass mit Erhöhung der Temperatur die maximalen Verschiebungen bei gleichzeitiger Abnahme der Bruchlast zunehmen. Das in Kapitel 2.1 beschriebene Verformungsverhalten von Asphalt ist übertragbar auf die Ausziehversuche der Asphaltschraube. Dabei ist zu beachten, dass das vorliegende Teilgewinde der Schraube einen erheblichen Einfluss auf den Versagensablauf hat.

Steht eine sehr niedrige Temperatur von -20°C an, liegen die Mizellen in vergrößerter Form vor. Die verstreute Phase der Maltene wird dabei eingeschlossen, die Flüssigphase der Mizellen ist laut HUTSCHENREUTHER [5] erstarrt. Bei geringer Temperatur besitzen die Moleküle eine geringe kinetische Energie. Die daraus resultierenden kleinen Bewegungsradien der Teilchen verursachen eine hohe Anziehungskraft untereinander. Dies führt zu wesentlich höheren Bruchlasten, das Werkstoffverhalten ist annähernd spröde (siehe Kapitel 4.2.2). Die Verformung nimmt nach Erreichen der Höchstlast vergleichsweise schnell ab. Das Versagen ist eine Kombination des Verbundversagens zwischen Schraube und Injektionsmörtel und des Asphaltausbruchs. Der sich einstellende Versagensfall zeigt, dass die Festigkeit des Asphalts die Klebekraft zwischen Mörtel und Schraube bei -20°C übersteigt. Der Ausbruchkegel stellt sich ein, wenn die Zugfestigkeit des Asphalts bzw. die Anziehungskräfte der Moleküle des Bitumens und die Abstützkräfte des Gerüsts aus Gesteinskörnung überschritten werden. Die Verschiebungen unter Bruchlast sind mit einem Mittelwert von 1,3 mm sehr gering. Aus Beobachtungen während der Versuche kann kein Urteil darüber gefällt werden, ob der Ausbruchkegel oder das Verbundversagen als erstes eintritt. An den zwei Lastmaxima ist jedoch zu erkennen, dass der Ausbruchkegel und das Versagen des Verbundes zeitversetzt geschehen. Wie in Abbildung 72 zu erkennen ist, kann dabei durch den Asphaltausbruch sowohl das Lastmaximum oder lediglich ein zweites Maximum erreicht werden. Dies spricht für ein kombiniertes Versagen durch Asphaltausbruch und dem Verbundversagen zwischen Mörtel und Schraube. Die mittlere Verschiebung unter einer mittleren Bruchlast von $F_{u,m} = 78,1 \text{ kN}$ beträgt lediglich $s_{F_{u,m}} = 1,3 \text{ mm}$.

Bei 10°C Temperatureinwirkung erhöht sich die Viskosität des Asphalts. Die Größe und Tiefe des Ausbruchs bzw. das aktivierte Untergrundvolumen verringert sich somit (siehe Kapitel 4.2.2). Auch der Versagensfall ändert sich im Vergleich zu den Versuchen mit -20°C Temperatur der Probekörper. Hier versagt der Verbund zwischen Mörtel und Asphalt kombiniert mit einem Asphaltausbruch. Dies zeigt, dass die Festigkeit des Asphalts nun unterhalb der Klebekraft zwischen Injektionsmörtel und Schraube und auch der Festigkeit des Injektionsmörtels selbst sinkt. Die Versagensfläche liegt nun im Asphalt selbst. Die eingeschlossene flüssige Phase der Maltene liegt nicht mehr erstarrt vor, die Anziehungskräfte zwischen den Molekülen sind vergleichsweise geringer. Der Mörtel wird mit Schraube und Asphaltausbruchkegel im Zuge der Belastung herausgezogen und verbleibt nicht teilweise im Bohrloch bzw. platzt nicht vom Schaft des Befestigungsmittels ab. Die Versuche bei 10°C zeigen ein höheres Verschiebungsverhalten unter Bruchlast im Vergleich zu niedriger Temperatur. Anstatt eines spröden Materialverhaltens liegt nun deutlich ein viskoelastisches Verhalten vor. Die mittlere Verschiebung unter einer mittleren Bruchlast von $F_{u,m} = 42,8 \text{ kN}$ beträgt $s_{F_{u,m}} = 8 \text{ mm}$. Da hier eine vergleichsweise höhere Verschiebung unter Bruchlast vorliegt und die Festigkeit des Injektionsmörtels die des Asphalts übersteigt, liegt ein Versagen zwischen Asphalt und Mörtel vor. Der Mörtelpfropfen wird mit dem am Mörtel anhaftenden Asphalt herausgezogen. Zunächst stellt sich hier aufgrund des größeren Verschiebungsverhaltens und der Lastableitung der Asphaltausbruch ein. Die Gewindeflanken komprimieren den Asphalt und der Injektionsmörtel wird teilweise in Lastrichtung verschoben. Dies erfolgt oberhalb des linearen Abschnitts der Last-Verschiebungskurve (siehe Abbildung 72).

Bei 20°C Temperatureinwirkung erhöht sich die Viskosität des Asphalts weiterhin. Der Versagensfall entspricht dem der 10°C Versuche. Hier versagt der Verbund zwischen Mörtel und Asphalt kombiniert mit einem Asphaltausbruch (siehe Kapitel 4.2.2). Dies zeigt, dass die Festigkeit des Asphalts auch hier unterhalb der Klebekraft zwischen Injektionsmörtel und Schraube und auch der Festigkeit des Injektionsmörtels selbst liegt. Der Mörtel wird mit der Schraube und Asphaltausbruch herausgezogen. Die Versuche bei 20°C zeigen ein vergleichsweise noch höheres Verschiebungsverhalten unter Bruchlast. Die mittlere Verschiebung unter einer mittleren Bruchlast von $F_{u,m} = 31,1 \text{ kN}$ beträgt $s_{F_{u,m}} = 10,2 \text{ mm}$. Zunächst stellt sich auch hier aufgrund des größeren Verschiebungsverhaltens und der Lastableitung der Asphaltausbruch ein. Die Gewindeflanken stauchen den Asphalt und der Injektionsmörtel wird teilweise in Lastrichtung herausgezogen. Beobachtungen zeigten, dass sich der

Asphaltausbruchkegel einstellt aber die Klebekraft zwischen Asphalt und Injektionsmörtel erst danach versagt. Der Ausbruchkegel weist durch die Axialzugbelastung auf der Oberfläche Verformungen in Lastrichtung auf.

Bei 40°C Temperatureinwirkung erhöht sich die Viskosität des Asphalts weiterhin. Ein Verbund der Mizellen ist hier nicht mehr wesentlich. Die Schraube wird aus dem Asphalt herausgezogen (siehe Kapitel 4.2.2). Ein Ausbruchkegel stellt sich aufgrund der höheren Viskosität nicht mehr ein. Der Mörtel wird mit der Schraube (Mörtelpfropfen) und anhaftendem Asphalt herausgezogen. Die Versuche bei 40°C zeigen ein vergleichsweise noch höheres Verschiebungsverhalten unter Bruchlast. Die mittlere Verschiebung unter einer mittleren Bruchlast von $F_{u,m} = 12,9 \text{ kN}$ beträgt $s_{Fu,m} = 13,2 \text{ mm}$. Zunächst wird die Schraube mit Injektionsmörtel teilweise aus dem Bohrloch gezogen. Die Gewindeflanken stauchen den Asphalt. Der Asphalt zeigt nach Erreichen der Bruchlast eine Wölbung in Lastrichtung. Das Versagen ist ein Asphaltaufbruch und wird unterschieden vom Asphaltausbruch.

Der Einfluss der Steifigkeit ist unmittelbar erkennbar. Der lineare Anteil der Funktion ist umso größer, je niedriger die Temperatur ist. Die dem linearen Anstieg folgende abflachend verlaufende Funktion zeigt neben weiteren plastischen Verformungen auch die Verfestigung des Materials oberhalb der Gewindegänge und auch die Rissbildung bzw. Verbindung von Mikrorissen. Diese Verfestigung des Werkstoffes oberhalb des Gewindes kann an gespaltenen Ausbruchkegeln aus Ausziehversuchen sowohl für den Werkstoff Beton, als auch für Asphalt beobachtet werden (siehe Abbildung 73).



Abbildung 73: Verfestigung von Beton oberhalb der Spreizelemente

In dieser Abbildung ist die Strukturänderung oberhalb der Spreizelemente infolge der Verfestigung erkennbar. Diese stellt sich ein, wenn das Befestigungselement sich in Lastrichtung bewegt. Je höher die Temperatur des Asphalts ist, desto höher ist auch die Verfestigung bzw. die Nichtlinearität der Last-Verschiebungskurve. Dies ist an der Steigungsänderung des vereinfacht linear dargestellten Verlaufs zu beobachten. Der abfallende Ast in der Last-Verschiebungskurve ist dabei abhängig vom Dehnungsgradienten, also der Schnelligkeit der Rissöffnung.

Die Betrachtung der Last-Dehnungskurve (mit der relativen Gesamtdehnung) und lediglich bis zur Bruchlast liefert im Vergleich zu Abbildung 72 detaillierte Hinweise auf das Verhalten von Befestigungen in Asphalt in Abhängigkeit von der Temperatur. Anhand von Diskontinuitäten in der Kurve können Schädigungen erkannt werden (siehe Abbildung 74, rot markiert). Die Dehnung wurde aus dem Anteil der Verschiebung, bezogen auf die gesamte Verschiebung bei Höchstlast, berechnet. Zum Zeitpunkt der Bruchlast hat die Dehnung somit 100% bzw. Wert 1.

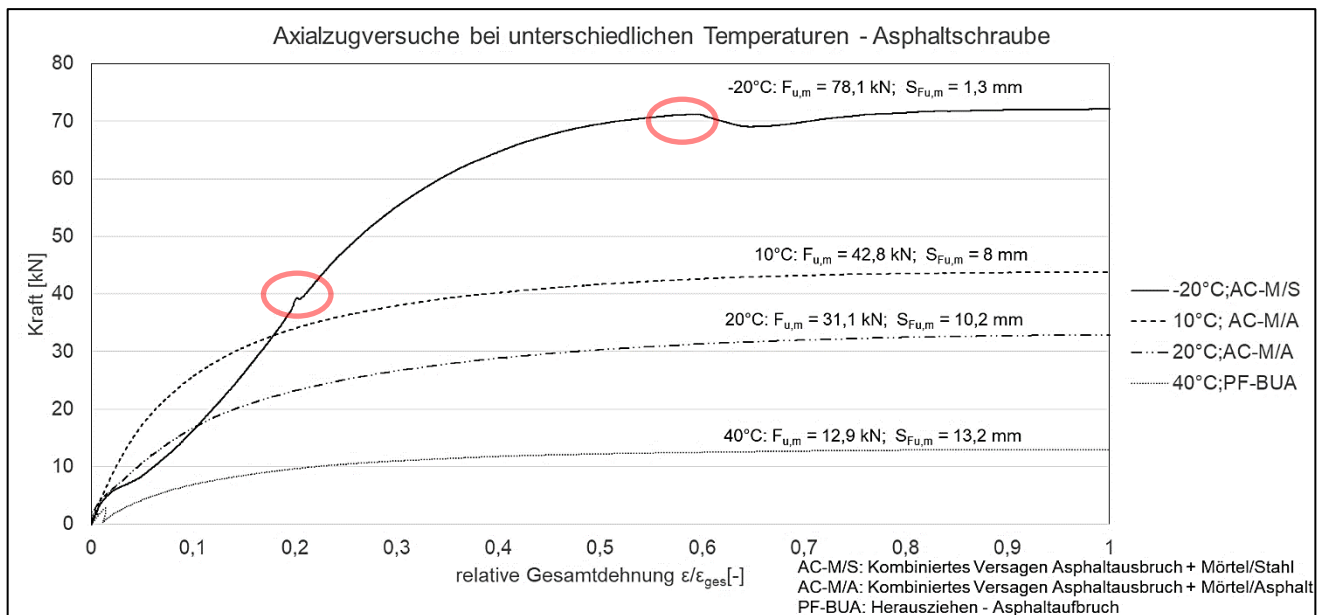


Abbildung 74: Last-Dehnungskurve in Prozent bis zur Bruchlast in Abhängigkeit der Temperatur

Der Kurvenverlauf bei der Temperatur von -20°C zeigt bei annähernd 40 kN den ersten Knick. Dies deutet auf erste Schädigungen im Untergrund. Der leichte Abfall der Kurve ist dafür eine Bestätigung. Knapp oberhalb von 70 kN ist ein weiterer Knick zu beobachten. Da dies ein Lastmaximum darstellt, ist auch hier eine Schädigung gegeben. Bei der Temperatur von 10°C bzw. 20°C ist keine Diskontinuität in der Kurve zu beobachten. Dies zeigt, dass sich ein Schädigungsmechanismus mit ansteigender Last einstellt, der einen kontinuierlichen Steifigkeitsverlust verursacht. Das Gleiche gilt für hohe Temperaturen unterhalb des Erweichungspunktes. Bei 40°C ist ebenso kein Knick im Verlauf der Last-Verschiebungslinie zu beobachten. Bei der Temperatur von 20°C ist ein Abflachen des Kurvenverlaufs bereits nach ungefähr 10% der Gesamtdehnung erreicht. Bei der Temperatur von -20°C flacht der Kurvenverlauf erst unter 30% der Gesamtdehnung ab.

Die Druck- und Zugfestigkeit ist abhängig von Zuschlagvolumen, Kornform, Größtkorn und dessen Oberflächenbeschaffenheit (siehe Kapitel 2.2). Außerdem hat die eingesetzte Bitumenart einen großen Einfluss auf die Steifigkeit, ebenso der gewählte Injektionsmörtel. Da der lineare Anteil der Last-Verschiebungskurve den wesentlichen Lastanteil bis zum Bruch enthält, kann daraus auf eine gute Funktionsfähigkeit des Mörtels geschlossen werden [87].

Nachfolgend wird in Abbildung 75 die Funktion der Bruchlasten unter Temperatureinwirkung mit einem zugehörigen Vertrauensbereich durch das 95%- und 5%-Quantil aufgezeigt (genauere Beschreibung der statistischen Berechnungen siehe Kapitel 3.4.3). Das 95%-Quantil zeigt an, dass mit 90%iger Aussagewahrscheinlichkeit 95% der Versuche unterhalb der angezeigten Bruchlast in Abhängigkeit von der Temperatur liegen. Das 5%-Quantil besagt, dass mit einer 90%igen Aussagewahrscheinlichkeit alle Versuche oberhalb des 5%-Quantils liegen.

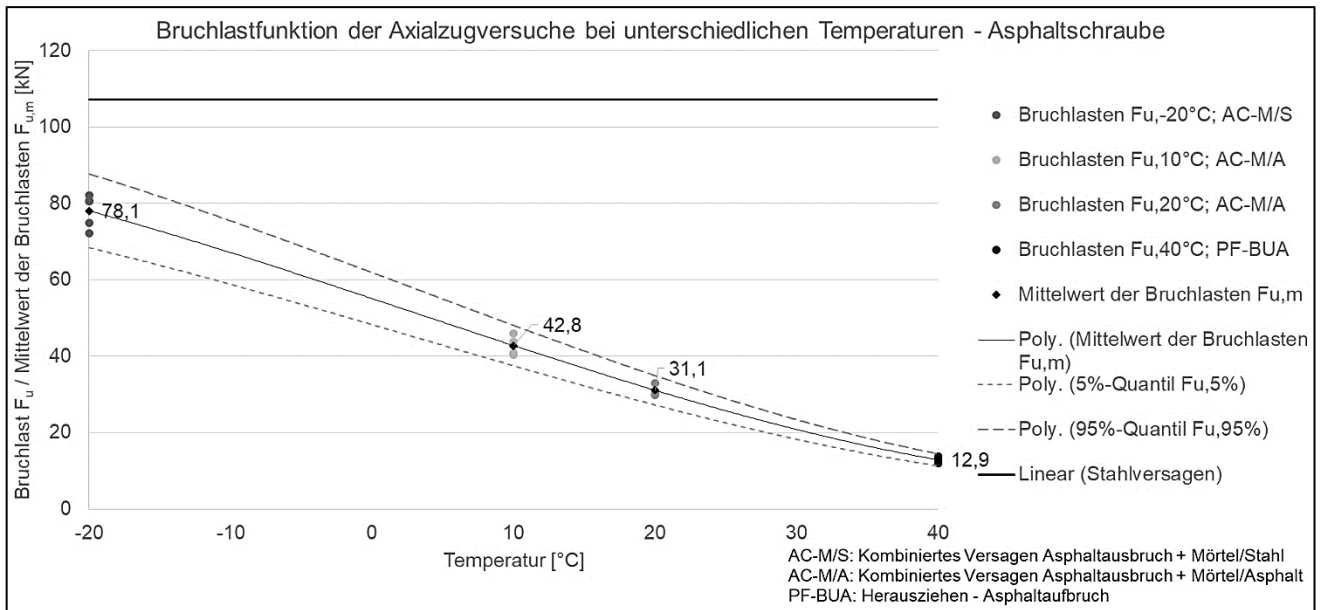


Abbildung 75: Bruchlastfunktion der Axialzugversuche mit 95%- und 5% Quantil – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Die Funktion in Abbildung 75 verläuft annähernd linear unter einer Axialzugbelastung. In allen Fällen tritt ein Asphaltversagen, kein Stahlversagen ein. Die rechnerische Grenze zum Stahlversagen (Kapitel 2.5) wurde in der Graphik ebenso dargestellt.

Für die Versuche gilt, dass alle Anforderungen an den Variationskoeffizienten laut ETAG [1] erfüllt waren (siehe Kapitel 4.1). Für die Berechnung der 95%- und 5%-Quantile wurde ein mittlerer Variationskoeffizient von 5,5% über alle 18 Versuche berechnet. Nach OWEN [79] ist ein k-Wert von 2,249 für eine 90%ige Aussagewahrscheinlichkeit anzusetzen (siehe Formel 2.22 und 2.23).

In Abbildung 76 ist die Abhängigkeit der Verschiebung von der Temperatur angegeben.

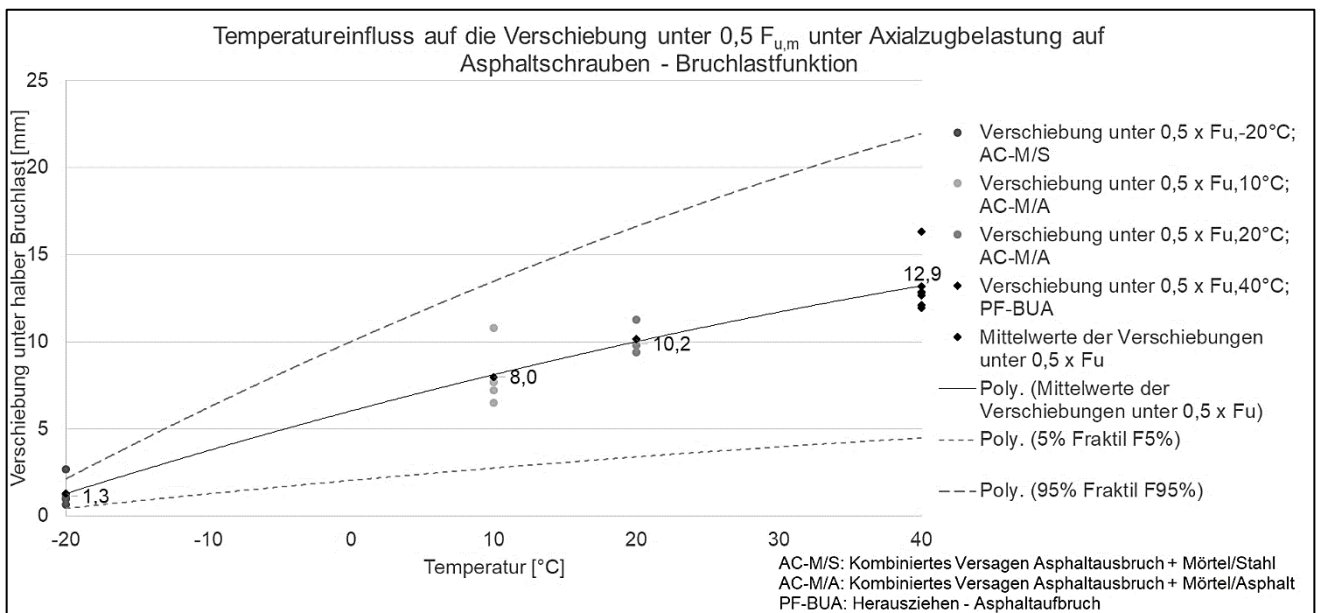


Abbildung 76: Funktion der Verschiebung unter $0,5 F_{u,m}$ mit 95%- und 5% Quantil – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Vergleichbar zu der annähernd linearen Funktion der Bruchlast unter Temperatureinfluss zeigt auch die Verschiebungsfunktion einem annähernd linearen Verlauf. Die Anforderungen laut ETAG [1] für die Verschiebung unter halber Bruchlast $F_{u,m}$ waren erfüllt. Unter Betrachtung des relativen Anteils aller Bruchlasten an der maximal erreichten Bruchlast bei -20°C und der Anteile an der maximalen

Verschiebung über alle Versuche (40°C), zeichnet sich eine lineare Funktion über alle Temperaturen ab.

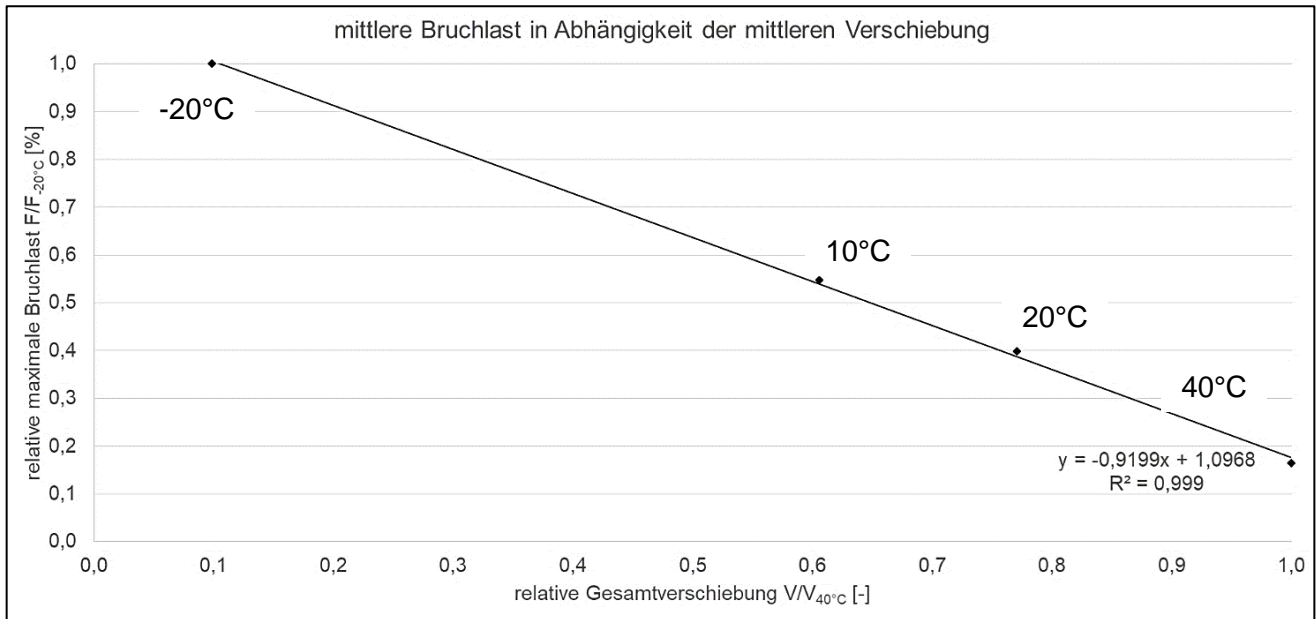


Abbildung 77: Bruchlast in Abhängigkeit von der Verschiebung über alle Temperaturen

Je höher die Bruchlast ist, desto geringer ist der Anteil der Verschiebung im getesteten Temperaturbereich. Je höher wiederum die Verschiebung ist, desto geringer ist die zugehörige Bruchlast.

Abbildung 78 zeigt die Mittelwerte der Ausbruchkegel unter Temperatureinfluss. Die Größe des Ausbruchkegels gibt Rückschlüsse auf die Höhe der Bruchlast durch seinen Bezug auf das aktivierte Volumen zur Lastableitung. Das zur Lastableitung genutzte Volumen hängt wiederum vom Verformungsverhalten bzw. der Anziehungskraft zwischen den Molekülen des Werkstoffes ab.

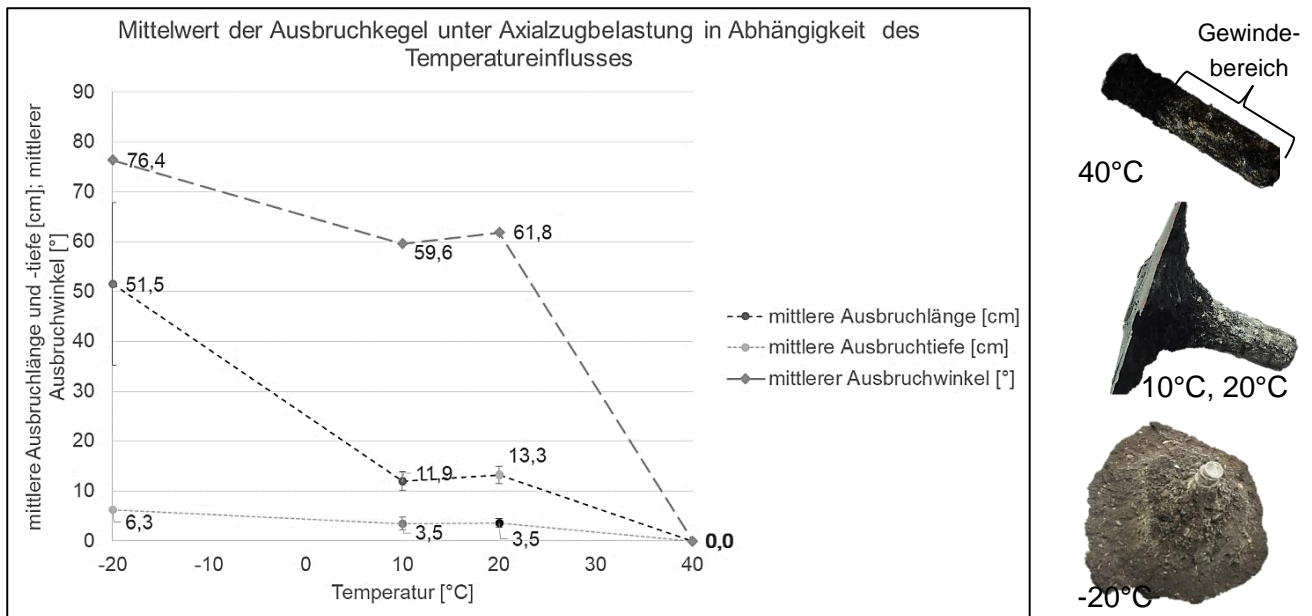


Abbildung 78: Links: Mittelwerte der Ausbruchkegel unter Axialzug in Abhängigkeit des Temperatureinflusses; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegeldurchmesser – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Die Standardabweichungen der gemessenen Tiefe der Ausbruchkegel sind in Tabelle 33 angegeben. Die mittlere Ausbruchtiefe folgt erwartungsgemäß annähernd einer Sigmoidfunktion. Die Funktion des

Ausbruchwinkels ist ebenso eine Sigmoidfunktion. Niedrigere Temperaturen führen zu einem höheren Winkel des sich einstellenden Kegels. Bei kühlerem Asphalt liegt ein größerer Verbund zwischen den Mizellen des Werkstoffes vor. Dadurch kann ein größeres Volumen für die Lastübertragung genutzt werden. Der Anteil von Verbundversagen bezogen auf die gesamte Verankerungstiefe steigt, je höher der Probekörper erwärmt wird. Alle Versuchsergebnisse sind Tabelle A 2 im Anhang zu entnehmen.

Ein kombiniertes Versagen, wie es sich in den vorliegenden Versuchen einstellt, ist laut COOK für Verbunddübel in Beton ohne einen Hinterschnitt in den meisten Fällen zu beobachten. Die sich einstellenden Bruchlasten sind dabei eine Funktion in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe und des verwendeten Injektionsmörtels bzw. seiner Verbundgüte. COOK beschreibt, dass sich Ausbruchkegel und Verbundversagen gleichzeitig einstellen [65]. Dies konnte in den durchgeführten Versuchen nicht beobachtet werden. Bei der Sprödtemperatur (-20°C) zeigen die zwei sich einstellenden Lastmaxima ein zeitversetztes Versagen von Ausbruchkegel und Verbund. Auch bei Gebrauchstemperatur ($> -20^{\circ}\text{C}$ bis 40°C) sind infolge großer Verschiebungen Aufwölbungen zu beobachten. Ein vorhergehendes Verbundversagen vor dem sich einstellenden Ausbruchkegel konnte aus diesen Beobachtungen abgeleitet werden. DOERR und KLINGNER zeigen in ihrer „Progressive Cone Failure Theory“ [88], dass sowohl die Interaktion zwischen Anker und Injektionsmörtel als auch zwischen Injektionsmörtel und Beton von Bedeutung sind. Diese Interaktionen entscheiden über den sich einstellenden Versagensfall. So ist die nichtlineare Verzahnung entlang des Bohrlochs zwischen Injektionsmörtel und porösem Beton bzw. seiner porösen Oberflächenstruktur von großer Bedeutung. Diese Verzahnungen bestimmen den sich einstellenden Rissverlauf. Ist der Verbund zwischen Anker und Injektionsmörtel gestört, stellt sich z.B. der Versagensfall Herausziehen ein. Insbesondere die verstreut liegenden Gesteinskörner beeinflussen laut WILHELM [89] den Versagensablauf eines auf Zug beanspruchten Ankers und entscheiden über den Rissfortschritt im Beton. Mittels digitaler Bildkorrelation konnten so Dehnungen in Abhängigkeit von der Packungsdichte der Gesteinskörnung gemessen und nichtelastische Verformungen nachgewiesen werden.

Die Mittelwerte der Ausbruchkegel zeigen in Abbildung 78, dass bei -20°C der größte Durchmesser und die größte Tiefe des Kegels unter einem vergleichsweise kleinen Winkel vorliegen. Der minimale Randabstand c_{\min} beträgt $2,6 \times h_{\text{ef}}$. Dies spricht für den starren Verband zwischen den Molekülen des Bitumens und der zusätzlichen Erstarrung der Mizellen. Ein größerer Ausbruchkegel unter dieser Temperatureinwirkung bewirkt auch das Herausbrechen eines tieferen Kegels. Die Lasteinleitungsfläche ist durch den starren Verband größer und der Winkel flacher, da der Ausbruchkegel ein Vielfaches der Verankerungslänge darstellt. Oberhalb von -20°C ist zu beobachten, dass sich der Ausbruchkegel ausschließlich im Schaftbereich ohne Gewinde einstellt. Es besteht daher die Annahme, dass bei größeren Verschiebungen bei höheren Temperaturen die Stauchungen an den Gewindeflanken so groß sind, dass der Verbund zwischen Schraube und Asphalt infolge der Schubbelastung in Zugrichtung gestört wird. Liegen kleinere Verschiebungen unter Bruchlast vor ($s_{\text{Fu}, -20^{\circ}\text{C}} = 1,3 \text{ mm}$), stellen sich lokal an den Gewindeflanken Stauchungen des Asphalts ein. Diese haben allerdings noch keinen ausreichenden Einfluss auf den Ausbruchkegel, um den Verbund der Befestigung mit dem Verankerungsgrund durch Schubbelastung zu stören.

Die Mittelwerte der Ausbruchkegel bei 10°C und 20°C haben ähnliche Abmessungen. Sie unterliegen Streuungen in Bezug auf den Winkel, die Länge und die Tiefe (siehe Tabelle 33).

Tabelle 33: Versuchsergebnisse und Standardabweichungen der Ausbruchkegelabmessungen in Abhängigkeit von der Temperatur – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Temperatur [°C]	Mittelwert Ausbruchlänge [mm]	Standardabweichung Ausbruchlänge [mm]	Mittelwert Ausbruchtiefe [mm]	Standardabweichung Ausbruchtiefe [mm]
-20	51,5	16,3	6,3	0,2
10	11,9	1,9	3,5	1,3
20	13,3	1,8	3,5	0,9
40	0	0	0	0

Die Mizellen liegen bei Gebrauchstemperatur in einem ähnlich starren Verband vor. Der Ausbruchkegel endet oberhalb des Teilgewindes (siehe Abbildung 78, Mitte rechts).

Bei 40°C Temperatureinwirkung stellt sich kein Ausbruchkegel mehr ein, die Befestigungen versagen durch Herausziehen. Der Asphalt wölbt sich dabei in Lastrichtung und wird herausgebrochen. Ein Verbund oder starrer Verband liegt durch die verhältnismäßig kleineren und kugeligen Mizellen nicht mehr vor.

Für die minimal einzuhaltenden Rand- und Achsabstände ergeben sich folgende Werte nach Tabelle 34 aus den in Kapitel 4.2.2 aufgezeigten Ausziehversuchen. Die minimalen Rand- und Achsabstände ergeben sich aus den Abmessungen der Untergrundschädigungen durch Asphaltausbruch und bei 40°C durch Asphaltaufbruch.

Tabelle 34: Ermittlung minimaler Rand- und Achsabstände unter Axialzugbelastung – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Temperatur [°C]	mittlere Ausbruchlänge [cm]	minimaler Randabstand c_{min}	minimaler Achsabstand s_{min}	Bewertung
-20	51,5	2,6 h_{ef}	5,2 h_{ef}	maßgebend
10	11,9	0,6 h_{ef}	1,2 h_{ef}	nicht maßgebend
20	13,3	0,7 h_{ef}	1,3 h_{ef}	nicht maßgebend
40	25,0*	1,3 h_{ef}	2,5 h_{ef}	nicht maßgebend
*Dieser Wert steht für einen Asphaltaufbruch, nicht für einen Ausbruchkegel				

Die Einflüsse durch Veränderung der Verankerungstiefe und des Durchmessers sind in Kapitel 5.3 und 5.4 beschrieben.

5.2.3. Ergebnisdiskussion der Schrägzugversuche unter Temperatureinwirkung

Das Verhalten der Befestigung unter Schrägzug bei unterschiedlichen Temperaturen kann Abbildung 79 entnommen werden.

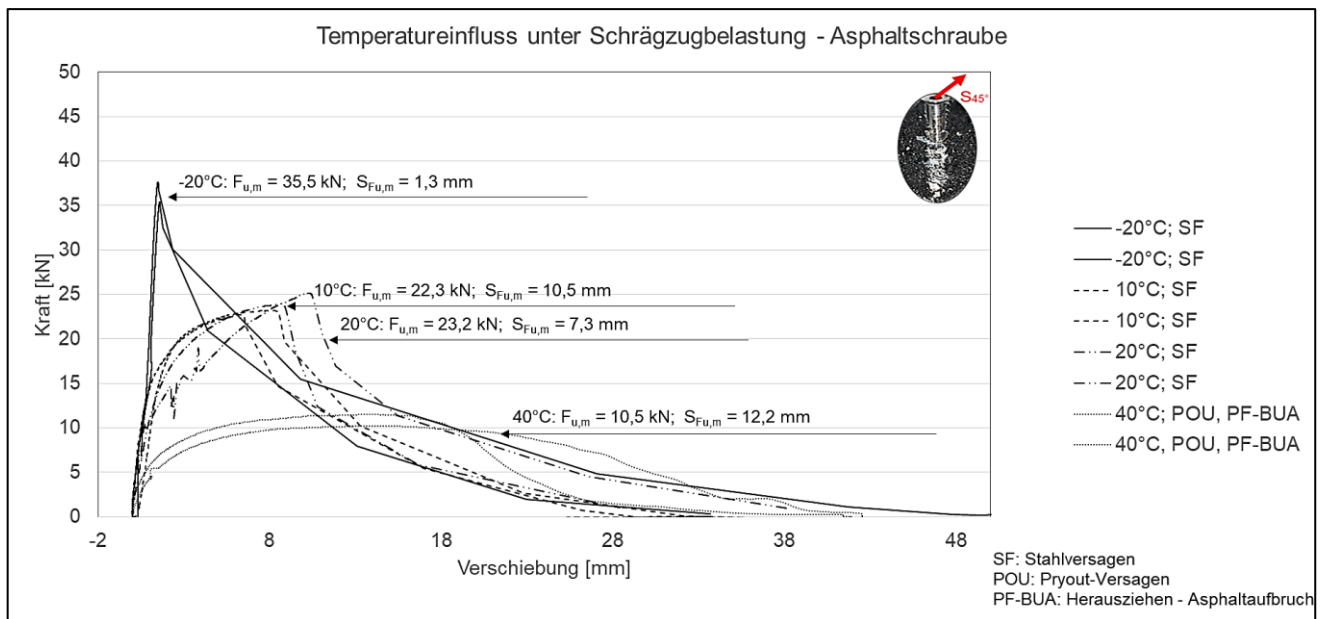


Abbildung 79: Temperatureinfluss unter Schrägzugbelastung – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Der Verlauf der Last-Verschiebungskurven in Abbildung 79 zeigt mit Erhöhung der Temperatur eine Zunahme der Verschiebung. Zwischen -20°C und 20°C stellte sich der Versagensfall Stahlversagen ein, bei 40°C wurde das Befestigungsmittel in Kombination mit dem Herausbrechen des Asphalts herausgezogen. Bei 10°C und 20°C zeigt sich ein ähnliches Bruchlast- und Verschiebungsverhalten.

Die -20°C Versuche zeigen die gleiche mittlere Verschiebung unter Bruchlast im Vergleich zu den Axialzugversuchen von $s_{Fu,m} = 1,3$ mm (siehe Abbildung 72). Die erstarrte Phase der Mizellen und der starre Verband durch die Vergrößerung und Vernetzung dieser trägt zu verhältnismäßig hohen Bruchlasten bei. Eine Biegung der Schraube wird durch den geringen Verschiebungsanteil des Asphalts verhindert und so ein späteres Stahlversagen unter höherer Bruchlast eingeleitet.

Das Stahlversagen bei 10°C und 20°C liegt mit vergleichbar hoher Bruchlast von $F_{u,m,10^{\circ}\text{C}} = 22,3$ kN und $F_{u,m,20^{\circ}\text{C}} = 23,2$ kN vor, die Verschiebungen betragen dabei im Mittel $s_{Fu,m,10^{\circ}\text{C}} = 10,5$ mm und $s_{Fu,m,20^{\circ}\text{C}} = 7,3$ mm. Im Vergleich zu den Axialzugversuchen werden die Bruchlasten und Verschiebungswerte bei 10°C und bei 20°C nicht kleiner. Die Verschiebung $s_{Fu,10^{\circ}\text{C}}$ unterliegt dabei allerdings einer größeren Streuung. Die auf die Schraube wirkende Biegung ist unter diesen Temperaturen vergleichbar, ebenso die Verschiebungswerte im Vergleich zu den Axialzugversuchen.

Infolge einer Erwärmung auf 40°C ist ein anderer Versagensfall zu beobachten. Anstatt Stahlversagen trat ein sogenanntes Pryout-Versagen bzw. das Versagen auf der lastabgewandten Seite in Kombination mit Herausziehen und Asphaltaufbruch auf. Eine Verformung findet hauptsächlich über die kohärente Phase der Maltene durch die freie Verschiebbarkeit der Moleküle statt (siehe Kapitel 2.1). Die Klebewirkung zwischen dem auf 40°C erwärmten Probekörper und dem Injektionsmörtel liegt unterhalb der Stahlfestigkeit der auf Biegung beanspruchten Schraube. Die Befestigung wird mitsamt des Injektionsmörtelpfropfens zunächst an der Schraubenoberseite durch den Asphalt im 45° Winkel gezogen. Durch das Versagen des Verbundes auf der lastabgewandten Seite wird dann die Befestigung aus dem Bohrloch herausgezogen. Der Mittelwert der Bruchlasten beträgt $F_{u,m} = 10,5$ kN unter einer Verschiebung von $s_{Fu,m} = 12,2$ mm.

Nachfolgend wird in Abbildung 80 die Funktion der Bruchlasten unter Temperatureinwirkung mit einem zugehörigen Vertrauensbereich durch das 95%- und 5%-Quantil aufgezeigt. Das 95%-Quantil zeigt an, dass mit 90%iger Aussagewahrscheinlichkeit 95% der Versuche unterhalb der angezeigten Bruchlast in Abhängigkeit von der Temperatur liegen. Das 5%-Quantil besagt, dass mit einer 90%igen Aussagewahrscheinlichkeit alle Versuche oberhalb des 5%-Quantils liegen werden.

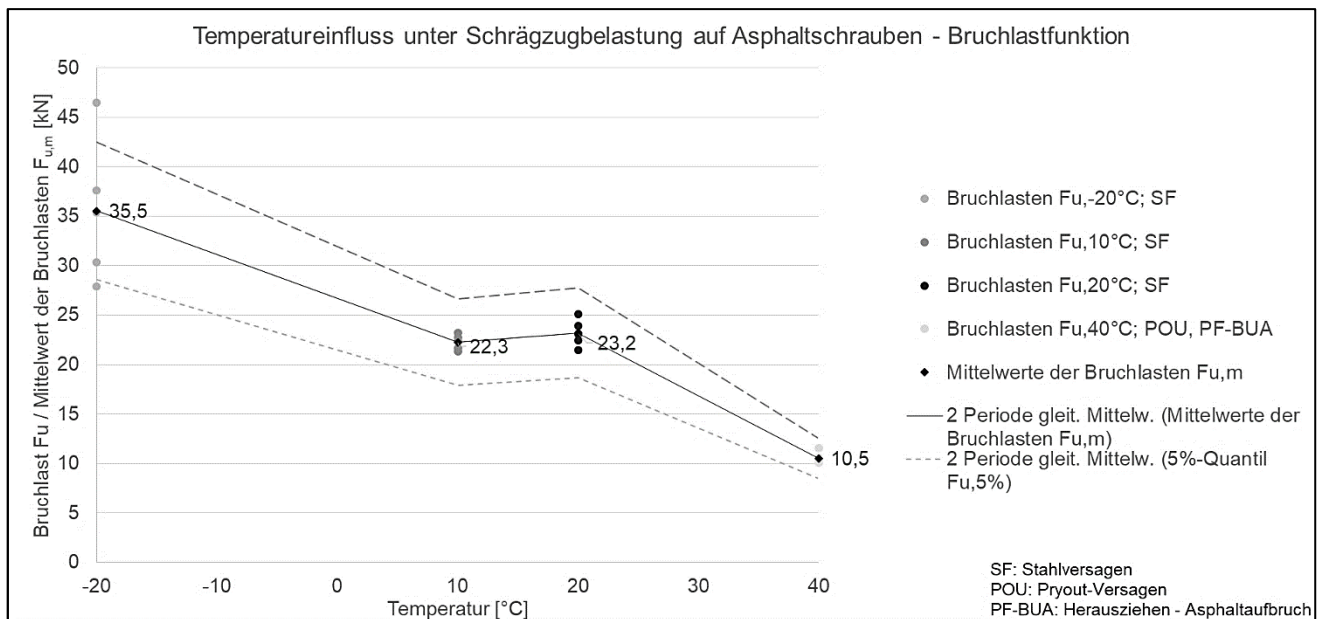


Abbildung 80: Bruchlastfunktion der Schrägzugversuche mit 95%- und 5%-Quantil – Asphaltverschraubung Ø22 mm, $h_{ef} = 100 \text{ mm}$

Unter Schrägzugbelastung zeigt sich eine abfallende Funktion in Richtung höherer Temperatur.

Die Anforderungen an den Variationskoeffizienten laut ETAG [1] waren für die Temperaturen 10 °C bis 40 °C erfüllt (siehe Kapitel 4.1). Bei -20 °C wurde der Grenzwert der ETAG mit 20,3% um 0,3% überschritten und deshalb nicht erfüllt. Eine gute Annäherung an die Mittelwertfunktion der Bruchlasten durch das 5% und 95%-Quantil ist durch die nur knappe Überschreitung dennoch gegeben. Für die Berechnung der 95%- und 5%-Quantile wurde ein mittlerer Variationskoeffizient von 8,85% über alle 20 Versuche verwendet. Nach OWEN [79] ist ein k-Wert von 2,208 für eine 90%ige Aussagewahrscheinlichkeit anzusetzen (siehe Formel 3.1 und 3.2 und Erklärung in Kapitel 3.4.3).

Für die aus den Ausziehversuchen ermittelten minimal einzuhaltenden Rand- und Achsabstände (siehe Kapitel 4.2.3) ergeben sich folgende Werte nach Tabelle 35. Die minimalen Rand- und Achsabstände ergeben sich aus den Abmessungen der Untergrundschädigungen durch Asphaltaufruch bei 40 °C Probekörpertemperatur. Die Versagensfälle für Stahlversagen wurden als nicht maßgebend betrachtet.

Tabelle 35: Ermittlung min. Rand- und Achsabstände für Schrägzugbelastung – Asphaltverschraubung Ø22 mm, $h_{ef} = 100 \text{ mm}$

Temperatur [°C]	mittlere Ausbruchlänge [cm]	minimaler Randabstand c_{min}	minimaler Achsabstand s_{min}	Bewertung
40	15,0*	0,75 h_{ef}	1,5 h_{ef}	maßgebend
*Dieser Wert steht für einen Asphaltaufruch, nicht für einen Ausbruchkegel				

5.2.4. Ergebnisdiskussion der Querkzugversuche unter Temperatureinwirkung

Das Verhalten der Befestigung unter Querkzug bei unterschiedlichen Temperaturen kann Abbildung 81 entnommen werden.

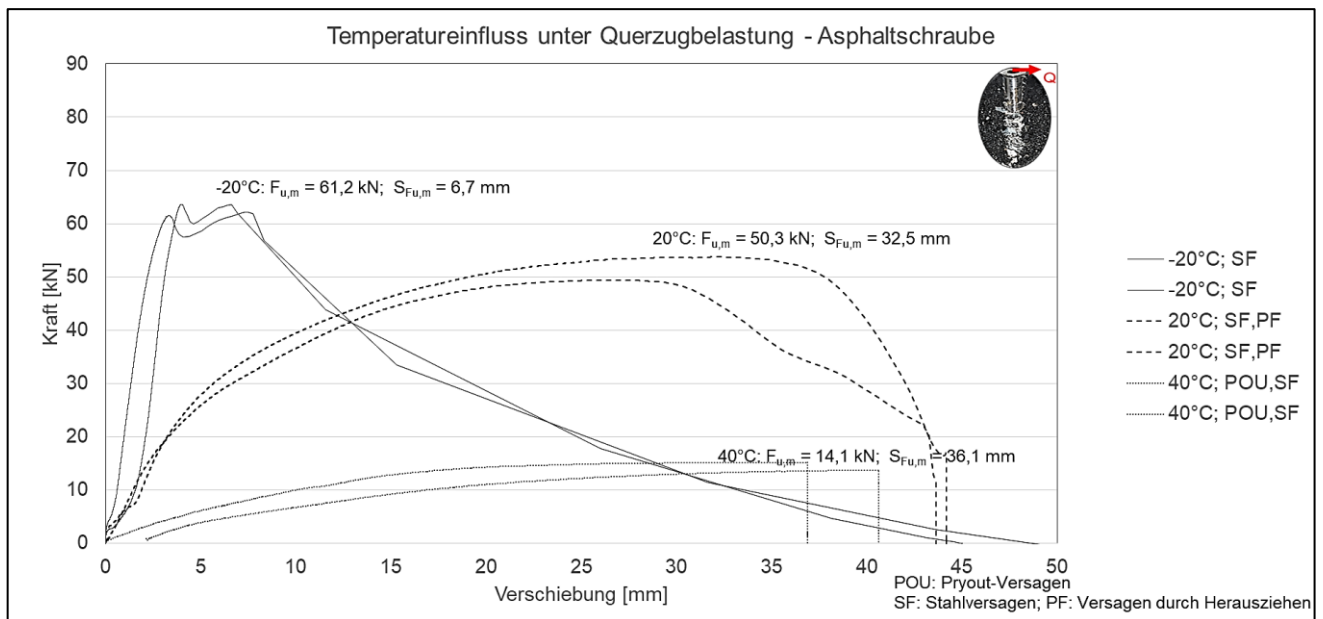


Abbildung 81: Temperatureinfluss unter Querkzugbelastung – Asphaltschraube $\varnothing 22$ mm, $h_{ef} = 100$ mm

Die Querkzugbelastungsversuche unter Temperatureinfluss zeigen erwartungsgemäß eine niedrigere Bruchlast in Abhängigkeit höherer Temperaturen. Die Verschiebungen vergrößern sich dabei ebenfalls (siehe Abbildung 81).

Die Querkzugversuche bei -20°C weisen die höchste Bruchlast und dabei die kleinste Verschiebung auf. In der Last-Verschiebungskurve sind zwei Lastmaxima zu erkennen. Diese sind auf die bereits beschriebenen plastischen Verformungen des Injektionsmörtels bzw. des Asphalts und des Asphaltschraubenkopfes zurückzuführen (siehe Kapitel 4.2.4). Die Last wird nach erstmaligem Versagen umgelagert und steigt dann nochmals bis zum Bruch. Die Verschiebung in Lasttrichtung vermindert den Verbund auf der lastabgewandten Seite. Die Befestigung liegt darauffolgend am Bohrloch an und führt zum Bruch. Begrenzt wird die Bruchlast vom Stahlversagen, da höhere Beanspruchungen des Stahlquerschnitts infolge des gestörten Verbundes vorliegen. Die Verschiebungen bei -20°C Temperatur des Probekörpers haben mit einer Versagenslast von $F_{u,m} = 61,2$ kN einen Wert von $s_{Fu} = 6,7$ mm.

Bei einer Probekörpertemperatur von 20°C während einer aufgetragenen Querkzugbelastung kann eine wesentlich höhere Verschiebung beobachtet werden. Unter einer mittleren Bruchlast von $F_{u,m} = 50,3$ kN beträgt der Mittelwert der Verschiebungen $s_{Fu,m} = 36,1$ mm. Die Biegung der Schraube im Zuge der Belastung bewirkt Stahlversagen unterhalb der in die Asphaltschraube eingedrehten Schraube.

Das lastabgewandte Versagen in Kombination mit Stahlversagen ist unter Querkzugbelastungen zu beobachten, wenn die verwendeten Probekörper auf 40°C erwärmt wurden. Die Bruchlast entspricht dem Wert $F_{u,m} = 14,1$ kN unter einer Verschiebung von $s_{Fu,m} = 36,1$ mm.

In Abbildung 82 ist die Funktion der Mittelwerte in Abhängigkeit von der Temperatur mit zugehörigem 5%- und 95%-Quantil angegeben. Auch hier gilt eine Aussagewahrscheinlichkeit von 90%, dies bedeutet 90% aller Versuche werden richtig eingeschätzt. 10% aller Versuche weichen statistisch gesehen davon ab.

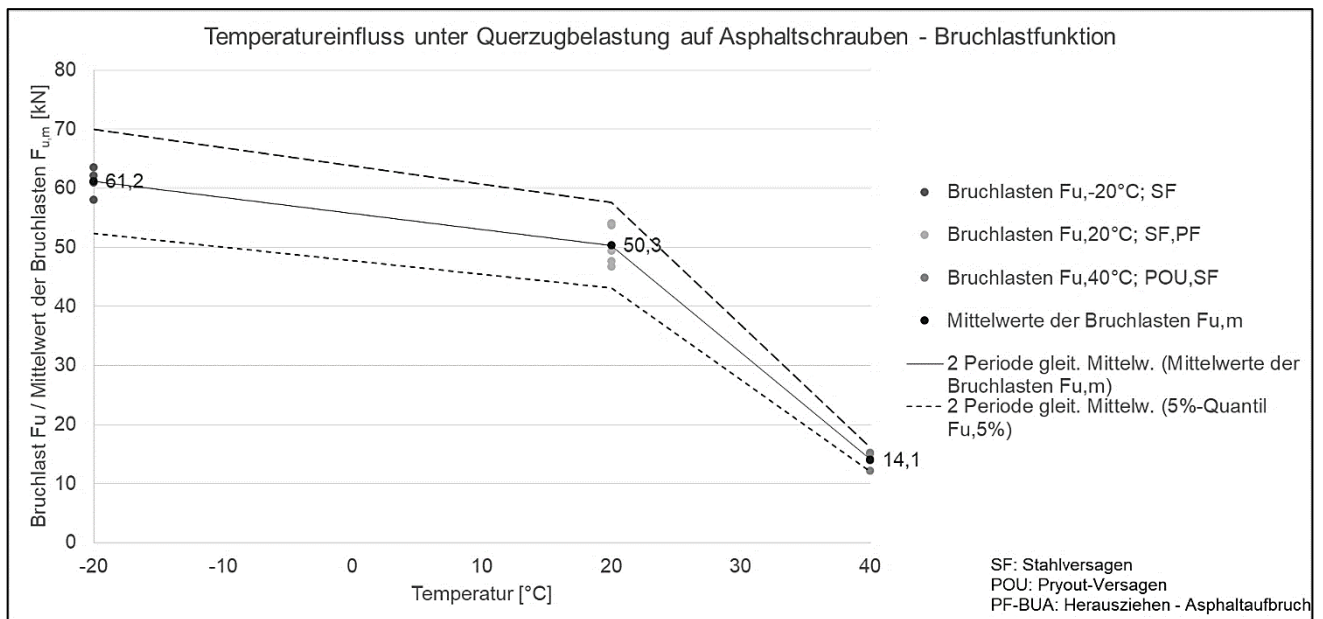


Abbildung 82: Bruchlastfunktion der Querkzugversuche mit 95%- und 5%-Quantil – Asphaltverschraube $\varnothing 22$ mm, $h_{ef} = 100$ mm

Da hier nicht nur Asphaltversagen, sondern auch Stahlversagen eintritt, kann unter Betrachtung aller Temperaturen zwischen -20°C und 40°C eine abfallende Funktion dargestellt werden. Die Anforderungen an den Variationskoeffizienten laut ETAG [1] sind für alle Versuche unter Querkzugbelastung erfüllt. Eine gute Annäherung der 5%- und 95%-Quantile an die Mittelwertfunktion ist daher gegeben. Für die Berechnung der 95%- und 5%-Quantile wurde auch hier ein mittlerer Variationskoeffizient von 6,5% für alle 19 Versuche angewendet. Nach OWEN [79] ist ein k-Wert von 2,228 für eine 90%ige Aussagewahrscheinlichkeit anzusetzen (siehe Formel 2.22 und 2.23).

Für die minimal einzuhaltenden Rand- und Achsabstände ergeben sich folgende Werte nach Tabelle 35. Die minimalen Rand- und Achsabstände ergeben sich aus den Abmessungen der Untergrundschädigungen durch Pryout-Versagen bei 40°C Asphalttemperatur.

Tabelle 36: Ermittlung minimaler Rand- und Achsabstände für Querkzugbelastung – Asphaltverschraube $\varnothing 22$ mm, $h_{ef} = 100$ mm

Temperatur [°C]	mittlere Ausbruchlänge [cm]	minimaler Randabstand c_{min}	minimaler Achsabstand s_{min}	Bewertung
20	9,1	0,46 h_{ef}	0,91 h_{ef}	nicht maßgebend
40	13,0*	0,65 h_{ef}	1,3 h_{ef}	maßgebend

*Dieser Wert steht für die Untergrundschädigung in Folge des Pryout-Versagens

Zusammenfassend sind nachfolgend in Tabelle 37 sämtliche in diesem Kapitel 5.2 diskutierten Versuchsergebnisse zu den Mittelwerten der Bruchlasten $F_{u,m}$ dargestellt.

Tabelle 37: Zusammenfassung der Mittelwerte der Bruchlasten $F_{u,m}$ – Asphaltsschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Temperatur [°C]	Bruchlast in Axialzug- richtung F _{u,m} [kN]	Verschiebung in Axialzug- richtung sF _{u,m} [mm]	Bruchlast in Schrägzug- richtung F _{u,m} [kN]	Verschiebung in Schrägzug- richtung sF _{u,m} [mm]	Bruchlast in Querzug- richtung F _{u,m} [kN]	Verschiebung in Querzug- richtung sF _{u,m} [mm]
-20	78,1	1,3	35,5	1,3	61,2	6,7
	AC-M/S		SF		SF	
10	42,8	8	22,3	10,5	-	-
	AC/M/A		SF		-	
20	31,1	10,2	23,2	7,3	50,3	32,5
	AC/M/A		SF		SF,PF	
40	12,9	13,2	10,5	12,2	14,1	36,1
	PF-BUA		PF-BUA		POU,SF	
AC-M/S:	Kombiniertes Versagen Asphaltausbruch + Mörtel/Stahl					
AC-M/A:	Kombiniertes Versagen Asphaltausbruch + Mörtel/Asphalt					
PF-BUA:	Herausziehen – Asphaltaufbruch					
POU:	Pryout-Versagen auf der lastabgewandten Seite					
SF:	Stahlversagen					

Die Zusammenfassung der Ergebnisse in Tabelle 37 zeigt den jeweiligen Anstieg der Verschiebung unter Bruchlast $F_{u,m}$ mit der Erhöhung der Temperatur und die gleichzeitige Abnahme der Bruchlasten. Nachfolgend sind in Tabelle 38 die 5%-Quantile aller in Tabelle 37 zu entnehmenden Ergebnisse dargestellt.

Tabelle 38: Zusammenfassung der Mittelwerte der Bruchlasten $F_{u,5\%}$ - Asphaltsschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Temperatur [°C]	Bruchlast in Axialzugrichtung $F_{u,5\%}$ [kN]	Bruchlast in Schrägzugrichtung $F_{u,5\%}$ [kN]	Bruchlast in Querzugrichtung $F_{u,5\%}$ [kN]
-20	63,4	11,0	52,0
	AC-M/S	SF	SF
10	35,0	19,3	-
	AC-M/A	SF	-
20	22,6	18,5	38,7
	AC-M/A	SF	SF,PF
40	12,9	8,4	9,9
	PF-BUA	PF-BUA	POU,SF
AC-M/S:	Kombiniertes Versagen Asphaltausbruch + Mörtel/Stahl		
AC-M/A:	Kombiniertes Versagen Asphaltausbruch + Mörtel/Asphalt		
PF-BUA:	Herausziehen - Asphaltaufbruch		
SF:	Stahlversagen		
POU:	Pryout-Versagen auf der lastabgewandten Seite		

Die temperaturabhängigen minimalen Achs- und Randabstände sind in folgender Tabelle 39 für die maßgebende Temperatur zusammengefasst.

Tabelle 39: Lastrichtungsabhängige minimale Rand- und Achsabstände – Asphaltverschraubung Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Temperatur [°C]	mittlere Ausbruchlänge [cm]	minimaler Randabstand c_{min}	minimaler Achsabstand s_{min}	Maßgebend für Lastrichtung
-20	51,5	2,6 h_{ef}	5,2 h_{ef}	Axialzug
40	15,0*	0,75 h_{ef}	1,5 h_{ef}	Schrägzug
40	13,0*	0,65 h_{ef}	1,3 h_{ef}	Querzug
*Dieser Wert steht für einen Asphaltaufriss, nicht für einen Ausbruchkegel				

5.3. Einfluss des Schraubendurchmessers

5.3.1. Vergleich unterschiedlicher Durchmesser unter Axialzugbelastung

In diesem Kapitel ist der Einfluss des Schraubendurchmessers auf das Tragverhalten von Asphaltverschraubungen zu diskutieren (siehe Abbildung 83). Dieser Einfluss spiegelt die direkte Abhängigkeit der Gewindefläche zur Bruchlast wieder. Annähernd wird eine lineare Funktion für die Bestimmung der Bruchlasten in Abhängigkeit von der Temperatur betrachtet (siehe 5.2).

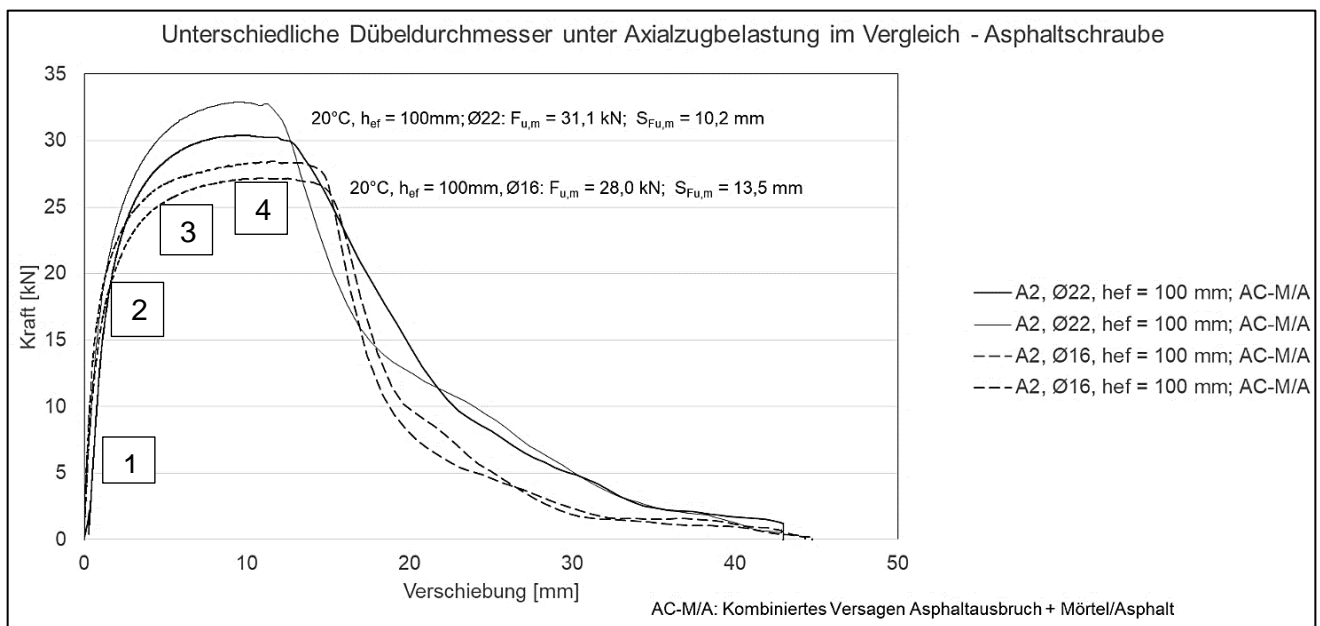


Abbildung 83: Vergleich unterschiedlicher Durchmesser unter Axialzugbelastung - Asphaltverschraubung Ø22 und Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Bis in den nichtlinearen Bereich verlaufen die Last-Verschiebungskurven annähernd gleich (Bereich 1). Da die Schraube mit 22 mm Durchmesser eine größere Gewinde- bzw. Auflagerfläche besitzt und so spiralförmig einen größeren Lastabtrag nach sich zieht, entstehen hier vermehrt Konsolidierungen und Mikrorissbildungen oberhalb des Gewindes in Lastrichtung infolge der Flächenpressung. Diese verbinden sich schließlich zu einem Ausbruchkegel oder einem Verbundversagen. Je mehr Gewindefläche demnach vorliegt, desto mehr Fläche wird für die Spannungsübertragung spiralförmig herangezogen und desto mehr Fläche oberhalb des Gewindes wird verfestigt. Eine höhere Bruchlast wird erzielt. Liegt ein größeres bzw. längeres Gewinde vor, bilden sich in der vorhandenen spannungsübertragenden Fläche mehr Mikrorisse, die sich verbinden und einen nichtlinearen Verlauf

der Spannungs-Dehnungs-Beziehung verursachen (Bereich 3). Die übertragene Spannung über die größere Gewindefläche ist zwar kleiner bei gleicher Kraft, jedoch bringt das längere Gewinde mehr Mikrorisse durch Zug in den Verankerungsgrund. Sowohl die Verfestigung (Bereich 2), als auch die Verbindung von Mikrorissen (Bereich 3) verursacht einen größeren nichtlinearen Last-Verschiebungsverlauf. Die Verfestigung (Bereich 2) tritt direkt nach dem linearen Anstieg der Kurve auf (Bereich 1). Die Verbindung der Mikrorisse und die Viskosität des Werkstoffes bewirkt eine höhere Nichtlinearität (Bereich 3 + 4). Die Art des Versagens stellt sich in Abhängigkeit von der vorliegenden Steifigkeit bzw. Temperatur ein.

In Abbildung 83 ist zu erkennen, dass die größere Gewindefläche des Durchmessers mit 22 mm zu einem leicht vergrößerten nichtlinearen Bereich durch Verfestigung, Viskosität und Verbindung von Mikrorissen führt (Bereich 3). Dies liegt ebenfalls an der größeren Gewinde- und Schraubenfläche (siehe Kapitel 5.3). Vergleichbar ist dieses Phänomen mit einem drückenden Stempel mit unterschiedlichem Durchmesser auf eine Oberfläche. Ein kleinerer Durchmesser führt aufgrund von höherer Last auf kleinerer Fläche früher zu einer Verfestigung des Untergrunds.

Die mittlere Bruchlast des Durchmessers mit 16 mm tritt unter einer höheren mittleren Verschiebung von 13,5 mm auf (Bereich 4). Die Abmessungen des Ausbruchkegels sind in beiden Fällen annähernd gleich. Der leicht abgeflachte Anstieg nach dem linearen Bereich zeigt einen ähnlichen Verlauf (Bereich 2), obwohl unterschiedliche Gewindeflächen vorliegen.

5.3.2. Ergebnisdiskussion der Axialzugversuche unter Betrachtung des Schraubendurchmessers

Der Einfluss des Schraubendurchmessers unter Axialzugbelastung ist nachfolgend in Abbildung 84 einzusehen. Für die zweckmäßige Darstellung dieser Funktion sind lediglich die Versuche mit Asphaltversagen abgebildet.

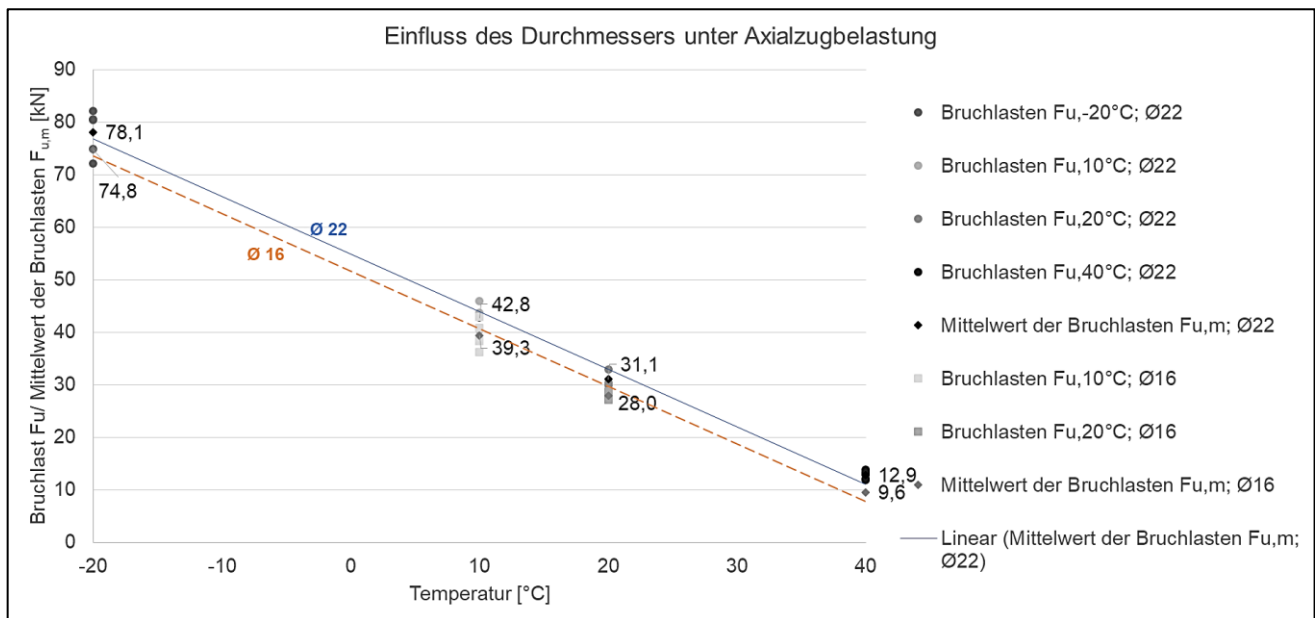


Abbildung 84: Bruchlastfunktion unter Einfluss des Durchmessers – Asphaltschraube Ø22 und Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Die in Abbildung 84 abgebildete Funktion ermöglicht eine sehr gute Annäherung an die Versuchswerte (Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0,996$).

Die Funktion zeigt, dass es möglich ist, eine auf den Schraubendurchmesser bezogene Abhängigkeit für Axialzugbelastungen und sich daraus einstellendes Asphaltversagen herzustellen. Voraussetzung ist die Verwendung der gleichen Schraubengeometrie mit gleichartigem Gewinde.

Eine erste Einschätzung für andere, noch nicht untersuchte Durchmesser kann mithilfe der in Abbildung 84 gezeigten Funktion innerhalb gewisser Grenzen getätigt werden. Voraussetzung dafür ist, dass die Gewindesteigung und Gewindefläche der Asphaltschraube gleich bleibt. Soll ein größerer Durchmesser als 22 mm bewertet werden, muss ein Stahlversagen der Befestigung ausgeschlossen werden können, da sich dabei andere Bruchlasten einstellen.

5.4. Einfluss der Verankerungstiefe

5.4.1. Vergleich unterschiedlicher Verankerungstiefen unter Axialzugbelastung

In diesem Kapitel wird der Einfluss der Verankerungstiefe auf das Tragverhalten von Asphaltschrauben diskutiert. Nachfolgende Abbildung 85 zeigt den Vergleich der Last-Verschiebungskurven für Verankerungstiefen im Bereich von $h_{ef} = 100$ mm bis $h_{ef} = 155$ mm.

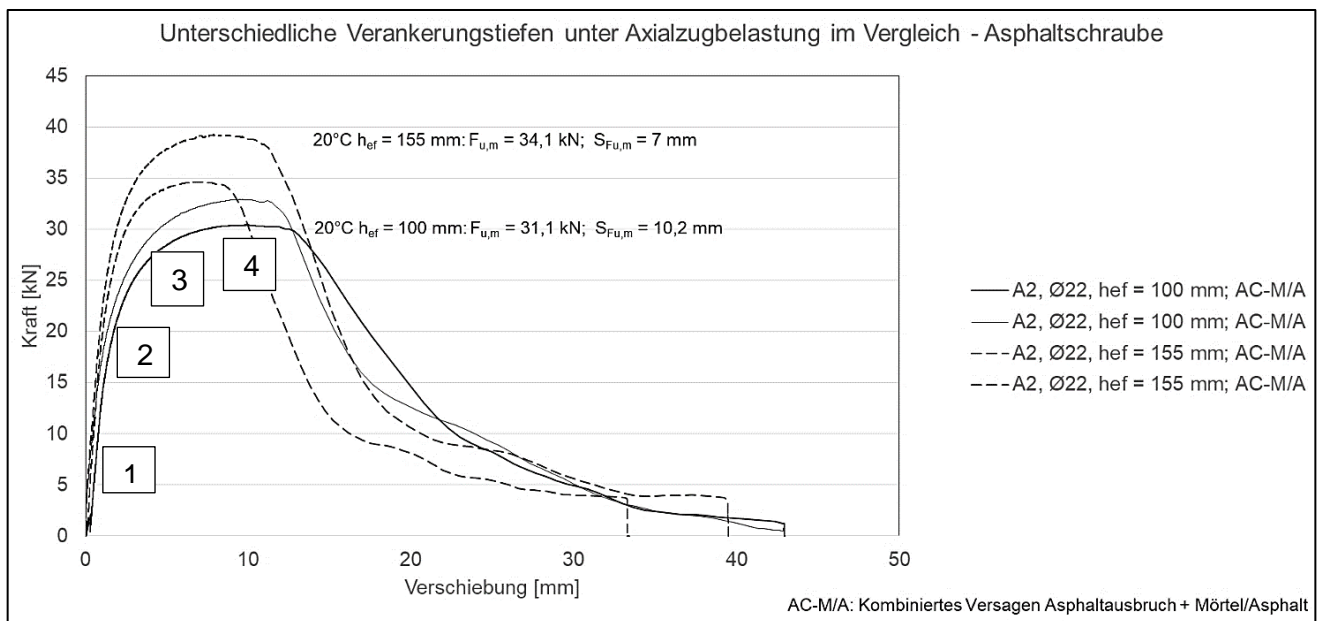


Abbildung 85: Vergleich unterschiedlicher Verankerungstiefen unter Axialzugbelastung - Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ und 155 mm

Die Last-Verschiebungskurve zeigt zunächst, dass der nichtlineare Verlauf bei einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 155$ mm später eintritt (siehe Abbildung 85). Der lineare Verlauf (Bereich 1) der der Kurve für die Schraube mit einer Verankerungstiefe $h_{ef} = 100$ mm ist etwas flacher. Die Verfestigung im Bereich 2 führt früher zum Verbund der Mikrorisse und der fortschreitenden Verfestigung (Bereich 3), jedoch später zum Bruch (Bereich 4). Die höhere Fläche führt hier über die höhere Lastumlagerung zu einer später einsetzenden Verfestigung im Bereich 2. Die Verschiebung der Schrauben mit der kleineren Verankerungstiefe von $h_{ef} = 100$ mm ist unter gleicher Belastung höher.

Der Ausbruchkegel bei der Verankerungstiefe von $h_{ef} = 155$ mm ist größer, tiefer und hat einen größeren Winkel. Der größere Winkel ist auf die verbesserte Kraftübertragung aufgrund der größeren Fläche zurückzuführen. Dies zeigt auch der steilere Versagensverlauf im Bereich 2. Sowohl der Einfluss des Dübeldurchmessers als auch der Verankerungstiefe ist auf die Gewindefläche zurückzuführen. Je größer die Differenz der Gewindefläche ist, desto unterschiedlicher ist Bereich 2 ausgeprägt.

5.4.2. Ergebnisdiskussion der Axialzugversuche unter Betrachtung der Verankerungstiefe

Wie bereits in Kapitel 5.2 beschrieben, kann die Bruchlastfunktion unter reinem Asphaltversagen vereinfacht auch linear dargestellt werden. Das in Abbildung 86 abgebildete Bestimmtheitsmaß R^2 zeigt

eine gute Annäherung an die Versuchswerte mit einem Wert von 0,996 - ein Bestimmtheitsmaß von 1 entspricht hierbei der bestmöglichen Annäherung.

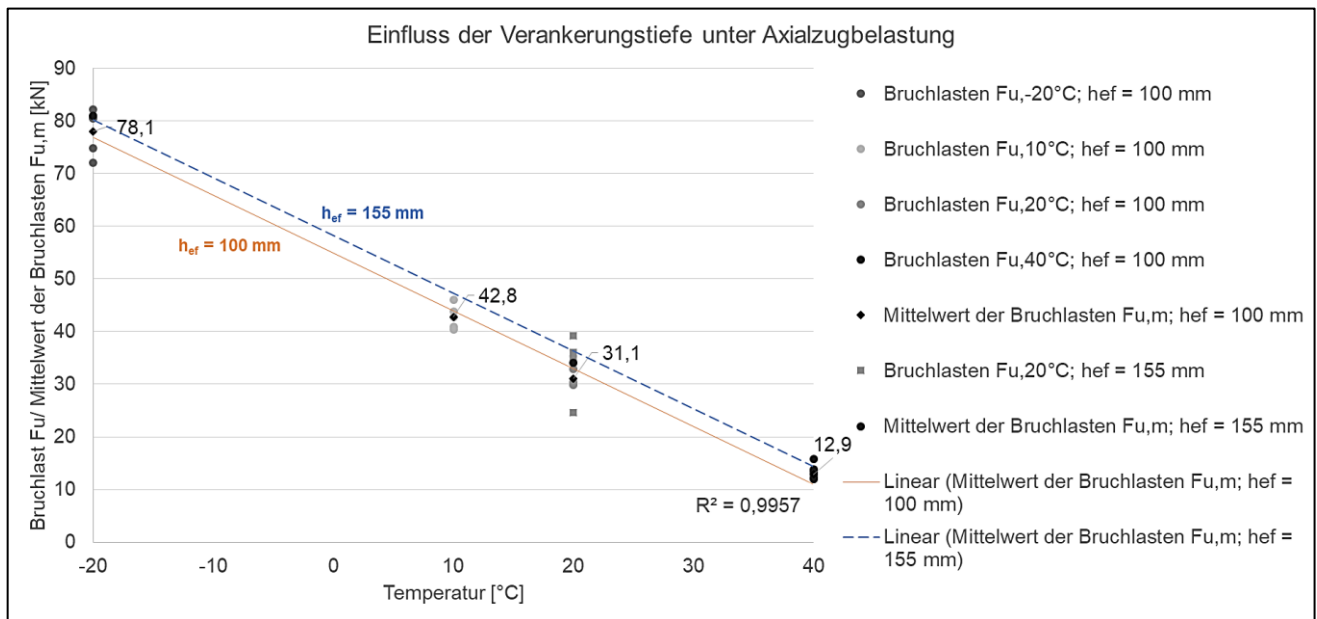


Abbildung 86: Bruchlastfunktion unter Einfluss der Verankerungstiefe – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ und 155 mm

Um den Einfluss der Verankerungstiefe h_{ef} auf die zu erwartende Bruchlast $F_{u,Rechnung}$ zu analysieren, wurde die Kraft dieser gegenübergestellt. Mithilfe dieser Darstellung kann eine erste Einschätzung der zu erwartenden Bruchlast in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe und des Durchmessers getätigt werden. Begrenzt ist die Höhe der Bruchlast bei größerer Verankerungstiefe durch den Versagensfall Stahlversagen. Dieser tritt ein, sobald die übertragene Verbundkraft größer ist als der Widerstand des Befestigungsmittels selbst. Je nach Belastungs- und Temperatursituation gilt es, diesen Wert für den ungünstigsten Fall zu berechnen.

5.5. Einfluss der Belastungsrichtung

5.5.1. Vergleich der Ergebnisse von Belastungsrichtungen bei verschiedenen Temperaturen

Unterschiedliche Temperatureinwirkungen und Belastungsrichtungen geben Rückschluss auf das Versagensverhalten der Asphaltschraube. Mithilfe dieser Betrachtung gelingt die Erstellung eines zusammenfassenden Gesamtbildes über das Befestigungsmittel in Form eines Interaktionsdiagramms. In Abbildung 87 sind die Kurven aller durchgeführten Belastungsrichtungen bei -20°C angegeben.

Lediglich die Axialzugbelastung zeigte ein Asphaltversagen unter einer Verschiebung von 1,3 mm (siehe Abbildung 87). Unter Schrägzug stellt sich Stahlversagen ein, die Verschiebung dabei ist mit 1,3 mm wesentlich geringer als mit 6,7 mm unter Querkzugbelastung. Auch die Bruchlast unter Schrägzug ist mit 35,5 kN kleiner. Eine größere Biegung der Schraube unter Schrägzugbelastung lässt ein Stahlversagen wesentlich früher eintreten. Querkzugbelastungen verursachen eine Druckspannung am Bohrlochrand. Erst wenn die Befestigung am oberen Rand in die Fläche hereingedrückt wird, stellt sich Biegung und Stahlversagen ein.

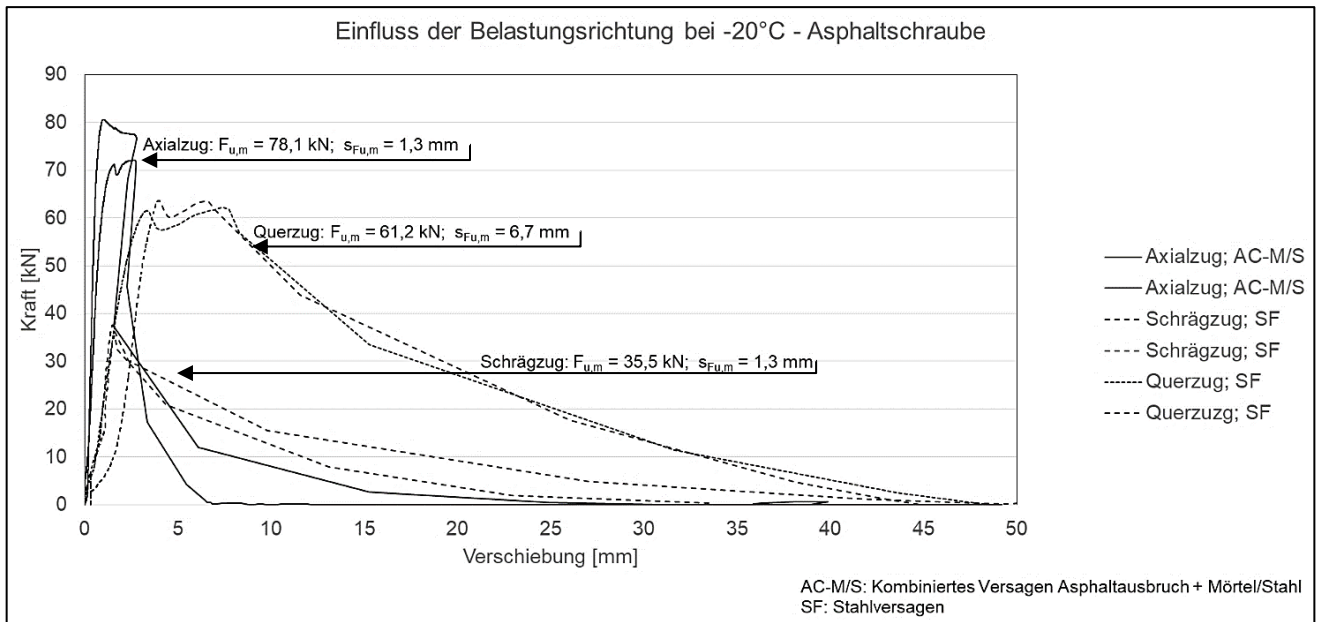


Abbildung 87: Einfluss der Belastungsrichtung bei -20°C – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100 \text{ mm}$

Bei 10°C erfolgten lediglich Axialzug- und Schrägzugbelastungen (siehe Abbildung 88).

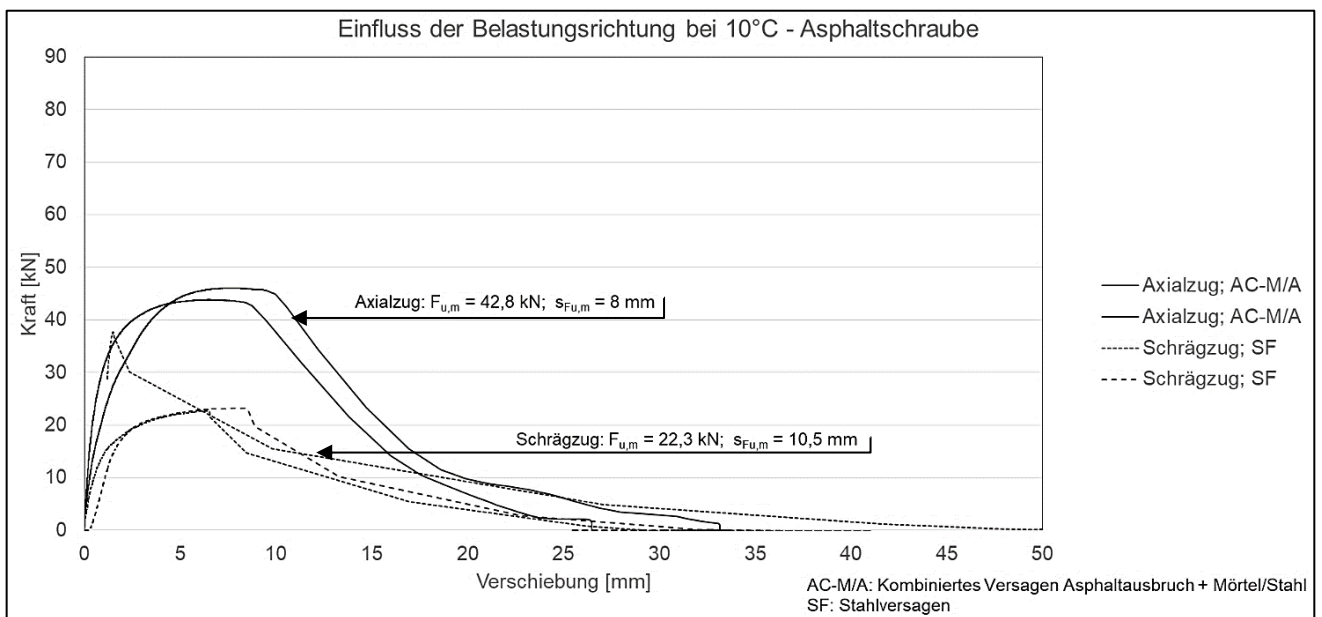


Abbildung 88: Einfluss der Belastungsrichtung bei 10°C – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100 \text{ mm}$

Auch die Versuche unter Schrägzug bei einer Temperatur von 10°C zeigten Stahlversagen. Höhere Temperaturen begünstigen dabei horizontale Verschiebungen in Lastrichtung. Höchste Bruchlasten erzielen unter niedrigen Temperaturen die Axialzugbelastungen.

Dies ändert sich bei höheren Temperaturen (siehe Abbildung 89).

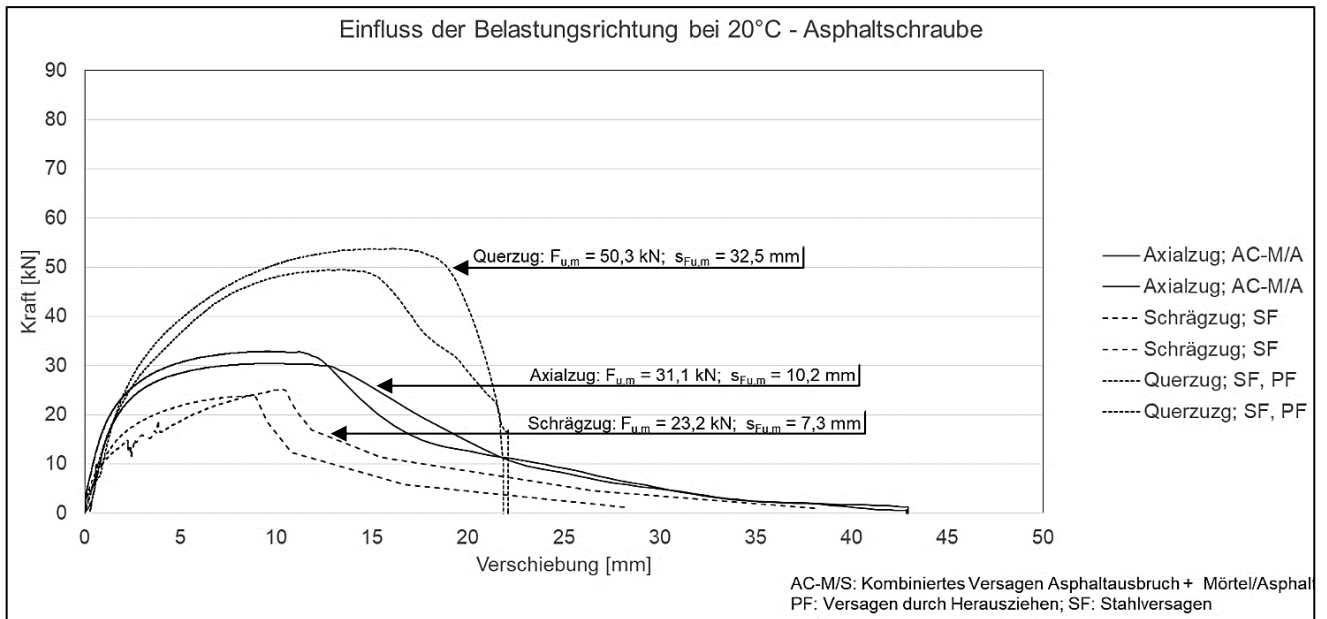


Abbildung 89: Einfluss der Belastungsrichtung bei 20°C – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100 \text{ mm}$

Höchste Bruchlasten stellen sich nun unter Querzugbelastung ein. Die Schraube erfährt dabei mit 32,5 mm vergleichsweise große Verschiebungen. Der obere Rand drückt sich weit in die Asphalfläche ein, bevor Biegung entsteht. Je höher die Temperatur ist, desto größer ist der sich einstellende Neigungswinkel zur Horizontalebene, bevor sie versagt. Die Versuche bei 40°C zeigen vermehrt ein Asphaltversagen im Vergleich zu niedrigeren Temperaturen (siehe Abbildung 90).

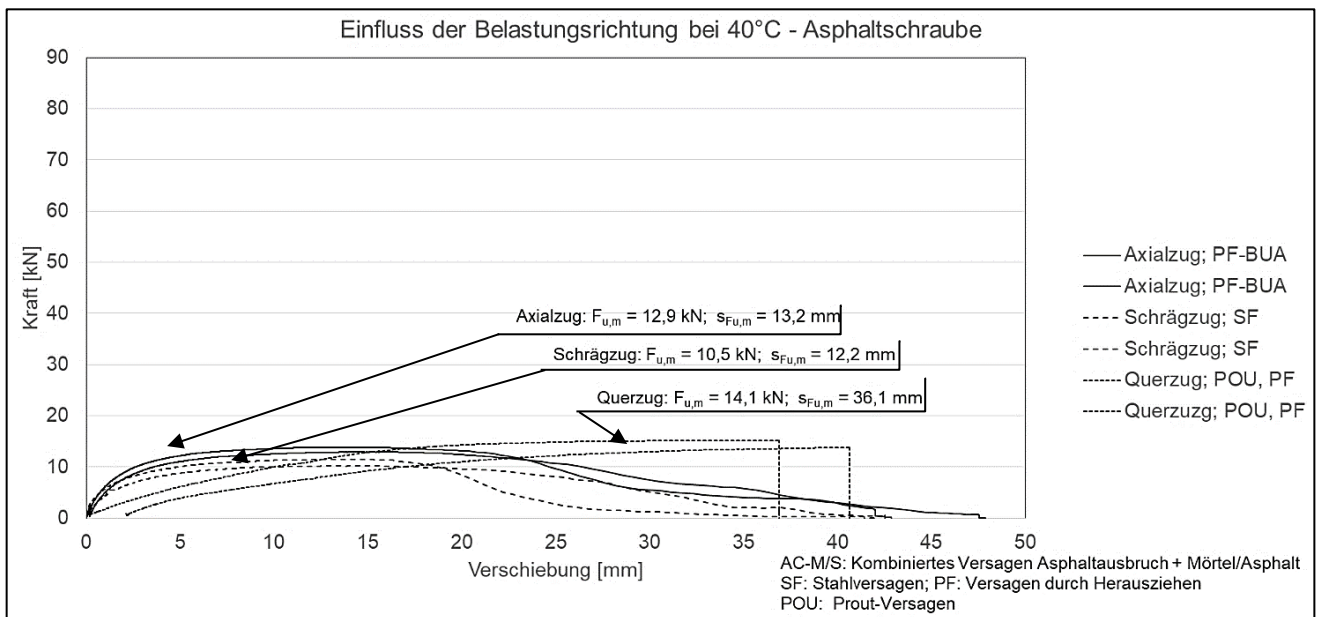


Abbildung 90: Einfluss der Belastungsrichtung bei 40°C – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100 \text{ mm}$

Auch hier können unter Querzugbelastung die größten Bruchlasten erzielt werden, dies geschieht durch die großen Verschiebungen in Lastrichtung.

Mithilfe dieser Versuchsergebnisse kann die Erstellung eines Interaktionsdiagramms zur Darstellung der Lastrichtungsabhängigkeit erfolgen. Dies ist in nachfolgendem Kapitel 5.5.2 dargelegt.

5.5.2. Erstellung von Interaktionsdiagrammen für Asphaltbefestigungen

Liegt nicht nur eine Belastungsrichtung in Axialzug- oder Querkzugrichtung vor, muss die aufnehmbare Belastung in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung bekannt sein. Falls eine Axialzugbelastung vorliegt, muss die mögliche Belastung in Querkzugrichtung entsprechend begrenzt werden. Zur besseren Erkennbarkeit der Temperaturabhängigkeit ist in Abbildung 91 die jeweilige mögliche Maximallast angegeben. Diese Werte stellen die Bruchlasten in Abhängigkeit von der Lastrichtung dar.

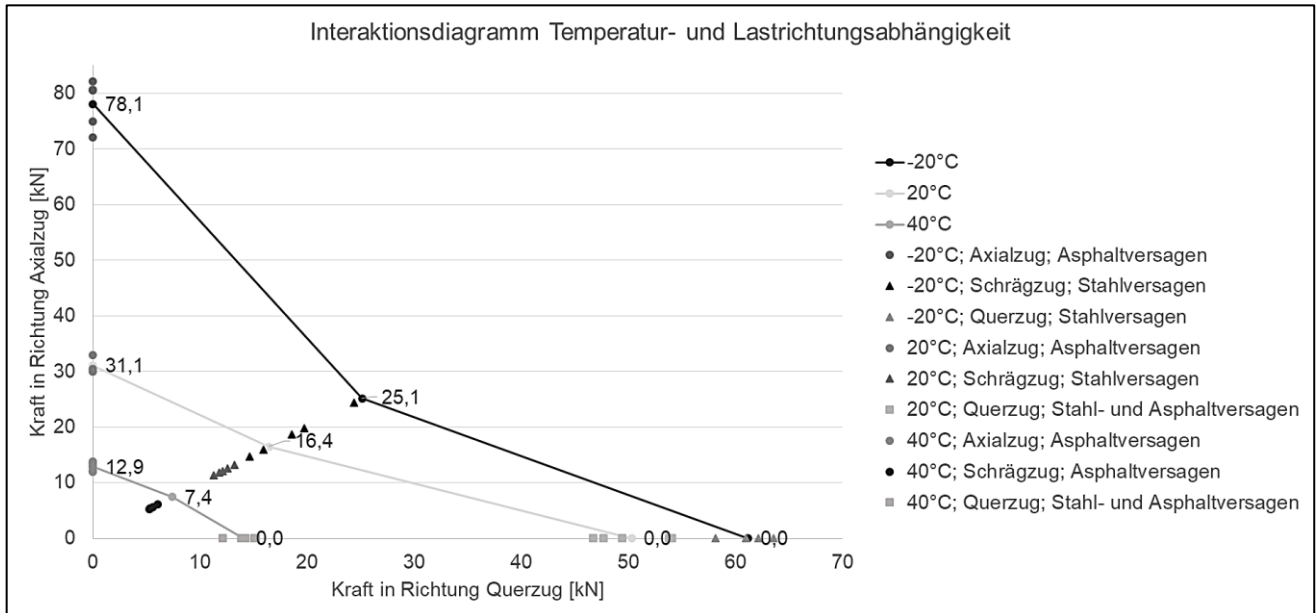


Abbildung 91: Interaktionsdiagramm Temperatur- und Lastrichtungsabhängigkeit; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Durch die durchgeführten Schrägzugbelastungen können die Anteile in Axialzug- und Querkzugrichtung berechnet werden. Diese sind als kombinierte Belastung in Axialzug- und Querkzugrichtung möglich. In Abbildung 91 ist außerdem die Temperaturabhängigkeit erkennbar. Je niedriger die Temperatur ist, desto höher die übertragbare Axialzugbelastung. Eine grobe Einschätzung für andere Temperaturen kann mithilfe dieser Graphik getätigt werden. Die Erwärmung von -20°C auf 10°C verursacht einen Lastabfall von 35,3 kN in Axialzugrichtung. Eine Temperaturänderung von 10°C auf 40°C führt wiederum zu einem Lastabfall von 30 kN. In Schrägzugrichtung liegt der Lastabfall zwischen -20°C und 10°C bei ca. 7 kN, zwischen 10°C und 40°C bei 6,2 kN. Die Berechnungen für das Interaktionsdiagramm erfolgten mithilfe Interpolation.

Abbildung 92 zeigt die Versuchsergebnisse in normierter Form, der Lastanteil 1 stellt dabei die jeweilige Bruchlast in der betrachteten Lastrichtung dar. Ein allgemein gültiges Interaktionsdiagramm muss allerdings unter genauerer Untersuchung von mehreren Temperaturen aufgestellt werden.

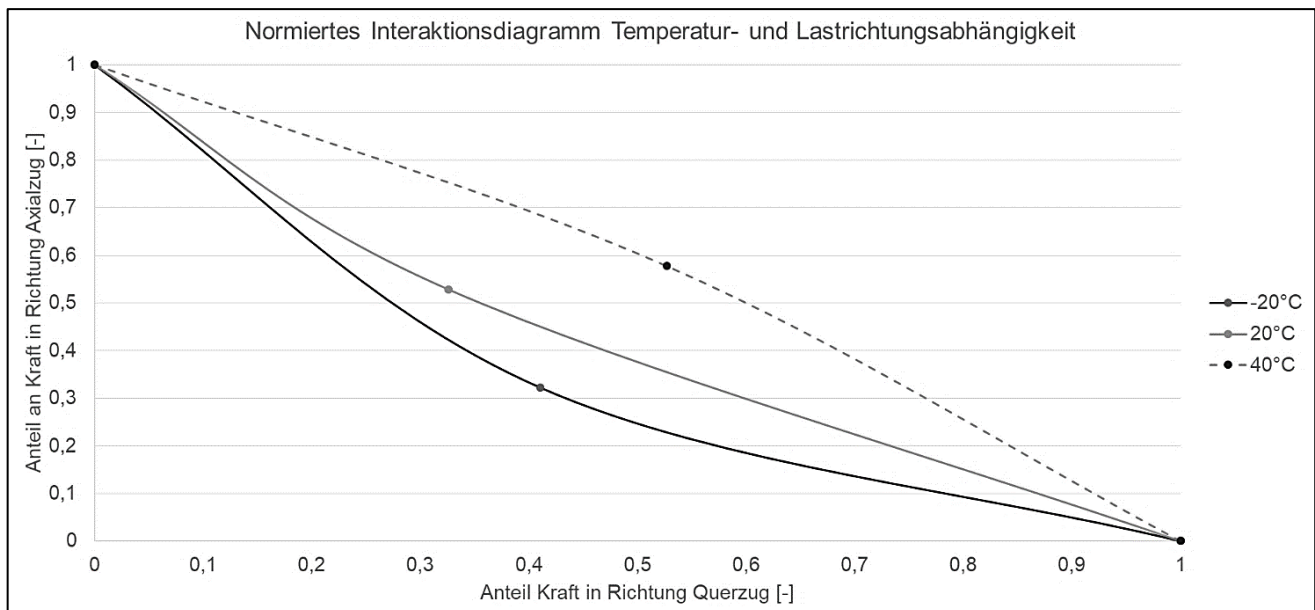


Abbildung 92: Normiertes Interaktionsdiagramm für Temperatur und Lastrichtungsabhängigkeiten; $\varnothing 22$ mm, $h_{ef} = 100$ mm

Das Interaktionsdiagramm zeigt den Anteil der möglichen kombinierten Belastung in Axialzug- und Querkzugrichtung in Abhängigkeit von der jeweiligen normierten Bruchlast. Soll eine Belastung unterhalb der maximal möglichen Bruchlast aufgebracht werden, kann so für jede beliebige Kombination der mögliche anteilige Wert abgelesen werden.

5.6. Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit

5.6.1. Erläuterungen zum Lastfall Stoßbelastung

Der ungünstigste Lastfall für Befestigungen in Asphalt sind statische Belastungen mit geringer Belastungsgeschwindigkeit, da unter diesen Umständen die Vorteile des stoßdämpfenden Mechanismus nicht mehr wirksam sind. In den vorangegangenen Kapiteln wurde gezeigt, dass auch bei hohen Temperaturen Befestigungen noch immer in der Lage sind, ausreichende Bruchlasten zu erreichen. Der typische Lastfall für Befestigungen in Asphalt, ist in der Regel allerdings die Stoßbelastung durch Anprall. Mithilfe einer Sollbruchstelle kann die in die Asphaltschraube eingedrehte Befestigung für eine begrenzte Belastung eingesetzt werden, um einen Asphaltausbruch zu verhindern.

5.6.2. Einfluss durch Stoßbelastung

Zum besseren Verständnis des Einflusses von Stoßbelastungen wurden in Abbildung 93 die Last-Verschiebungskurven der Axialzugversuche mit und ohne vorheriger Stoßbelastung eingefügt.

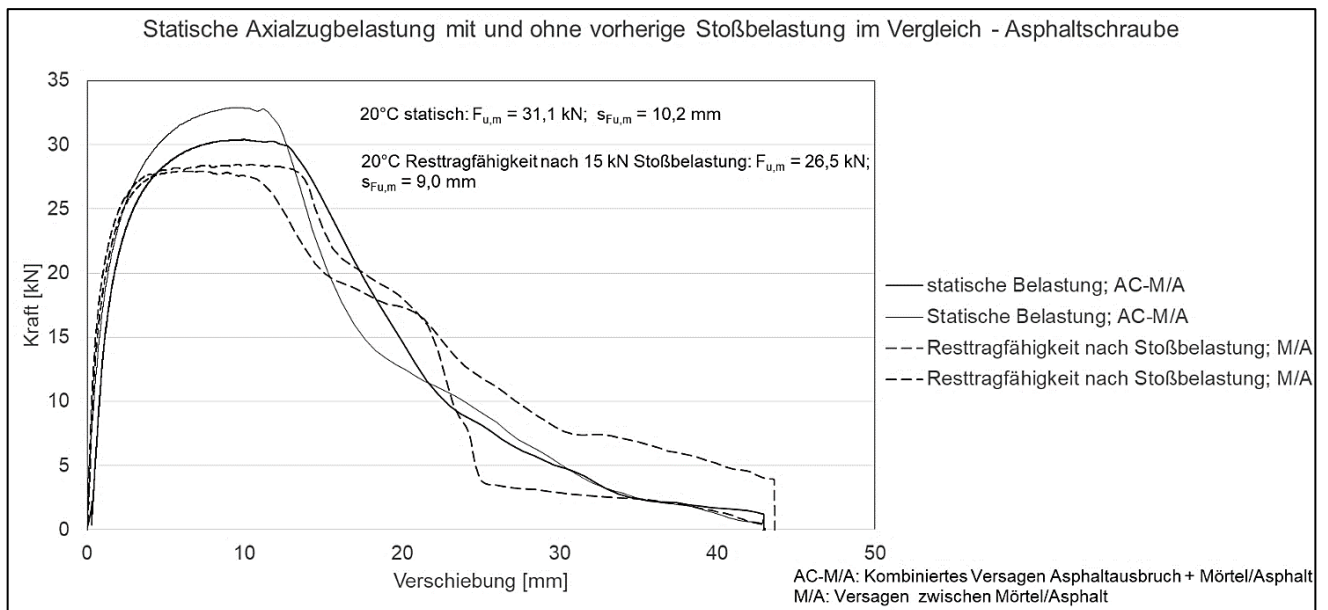


Abbildung 93: Statische Axialzugversuche mit und ohne Vorbelastung im Vergleich zur Bestimmung der Resttragfähigkeit nach 15 kN Stoßbelastung; $\varnothing 22 \text{ mm}$, $h_{ef} = 100 \text{ mm}$

Der abgeflachte Last-Verschiebungsverlauf der Schraube mit vorangegangener Stoßbelastung zeigt, dass sich im Untergrund bereits Risse eingestellt haben. Anfangs ist ein ungefähr gleicher linearer Anstieg zu verzeichnen. Der Ausbruchkegel stellt sich mit einer geringeren Bruchlast ein, die Verschiebung liegt im ähnlichen Bereich mit $s_{Fu,m} = 9 \text{ mm}$ bzw. $s_{Fu,m} = 10,2 \text{ mm}$. Die Last-Verschiebungskurven zeigen nach Erreichen der Bruchlast einen nahezu plateauähnlichen horizontalen Verlauf. Die Resttragfähigkeit liegt hier mit einem Mittelwert der Bruchlast $F_{u,m} = 26,5 \text{ kN}$ um 4,6 kN unter der statischen Belastung ohne Stoßbelastung. Dies zeigt, dass durch eine Stoßbelastung der Verankerungsgrund beschädigt wird. Mikro- und Makrorissbildungen entlang der Bruchfläche des Ausbruchkegels sind für den auffällig nichtlinearen Verlauf während eines statischen Ausziehversuchs verantwortlich. Der nichtlineare Verlauf ist unter Stoßbelastung nun wesentlich schwächer ausgeprägt, dies zeigt der plateauähnliche Verlauf im Bereich der Maximallast. Ein ausgeprägter Ausbruchkegel tritt dabei nicht mehr auf. Die Spannung wird über die bereits geschädigte Fläche abgeleitet und verhindert teilweise die Aktivierung größeren Volumens.

Ein Vergleich zwischen statischer und stoßartiger Belastung unter Querkzug zeigt höhere Schädigungen des Verankerungsgrundes (siehe Abbildung 94).

Querkzugbelastungen verursachen vergleichsweise noch größere Untergrundschädigungen und darauf folgend niedrigere Resttragfähigkeiten infolge einer Stoßbelastung von 15 kN (siehe Abbildung 94). Ein Lastabfall von 9,7 kN ist zu verzeichnen. Auch hier bildet sich ein flacher Verlauf der Last-Verschiebungskurve aus.

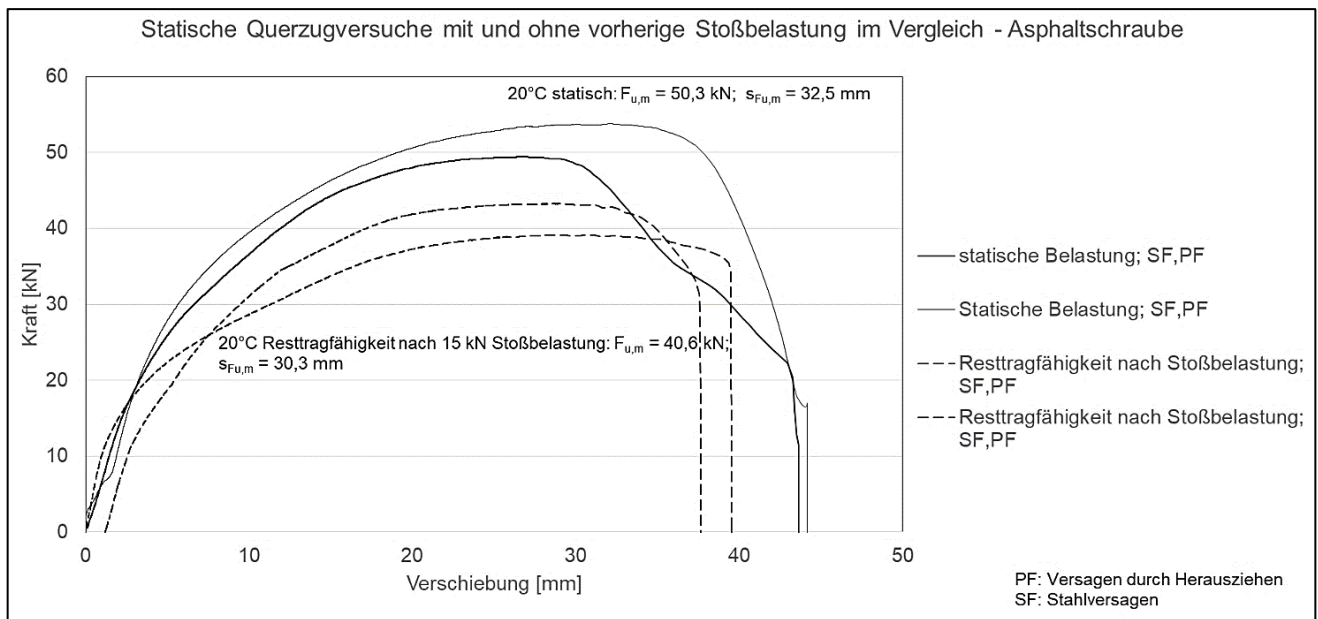


Abbildung 94: Statische Querkzugversuche mit und ohne Vorbelastung im Vergleich zur Bestimmung der Resttragfähigkeit nach 15 kN Stoßbelastung; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Die am Institut für Werkstoffe im Bauwesen durchgeführten Versuche zeigen einen guten Überblick über das Tragverhalten von Befestigungen in Asphalt. Mithilfe der allgemein bekannten Formel der Bewegungsgleichung kann unter Annahme eines 3,2 t schweren Gabelstaplers der ungünstigste Belastungsfall für die Praxis nachgerechnet werden. Fährt dieser mit einer sehr geringen Geschwindigkeit von 4 m/s (14,4 km/h) auf einen Anprallschutz innerhalb einer Sekunde auf, liegt die auf die Befestigung wirkende Kraft bei:

$$F = m \cdot \frac{v}{t} = 3,2 \text{ t} \cdot \frac{4 \text{ m/s}}{1 \text{ s}} = 12,8 \text{ kN}$$

m	=	Masse	[t]
v	=	Geschwindigkeit	[m/s]
t	=	Zeit	[s]

Eine Geschwindigkeit von 5 m/s führt zu einer Anpralllast von 16 kN. Da für Asphaltbefestigungen nur Zweifach- oder Vierfachbefestigungen empfohlen werden, können diese auch bei einer Temperatur von 40°C Temperatur solch einer Belastung in Axial-, Schräg- und Querkzugrichtung standhalten. Je nachdem in welche Richtung der Gabelstapler auffährt, liegt die ermittelte Bruchlast im Zuge der statischen Versuche unterhalb dieser durch den Gabelstapler aufgebrachten Last. Ein Anprallschutz für Hochregallager nimmt für Schutzklasse C beispielsweise im Fußbereich bis zu 20 kN auf. Ein Anfahrtschutz aus Stahl kann bis zu 64 kN (Schutzklasse A) Anpralllast aufnehmen. Hierzu sind mehrere Befestigungselemente nötig. Schutzklasse C entspricht hierbei der außergewöhnlichen Einwirkung durch Gabelstapler, Schutzklasse A der außergewöhnlichen Einwirkung durch Lastkraftwagen [90].

5.7. Herleitung der mittleren Bruchlastfunktion unter Axialzugbelastung

Unter der vereinfachenden Annahme, dass die Bruchlast unter Axialzugbelastung annähernd linear verläuft (siehe Kapitel 5.2.2), kann ein Ansatz für eine Bruchlastfunktion ermittelt werden. Aufgrund der niedrigen Versuchsanzahl hat diese nicht den Anspruch, allgemein gültig zu sein. Sie kann jedoch als

eine Näherung betrachtet werden. In Abbildung 95 sind die Abhängigkeiten zwischen Verankerungstiefe, Dübeldurchmesser und Temperatur aufgezeigt.

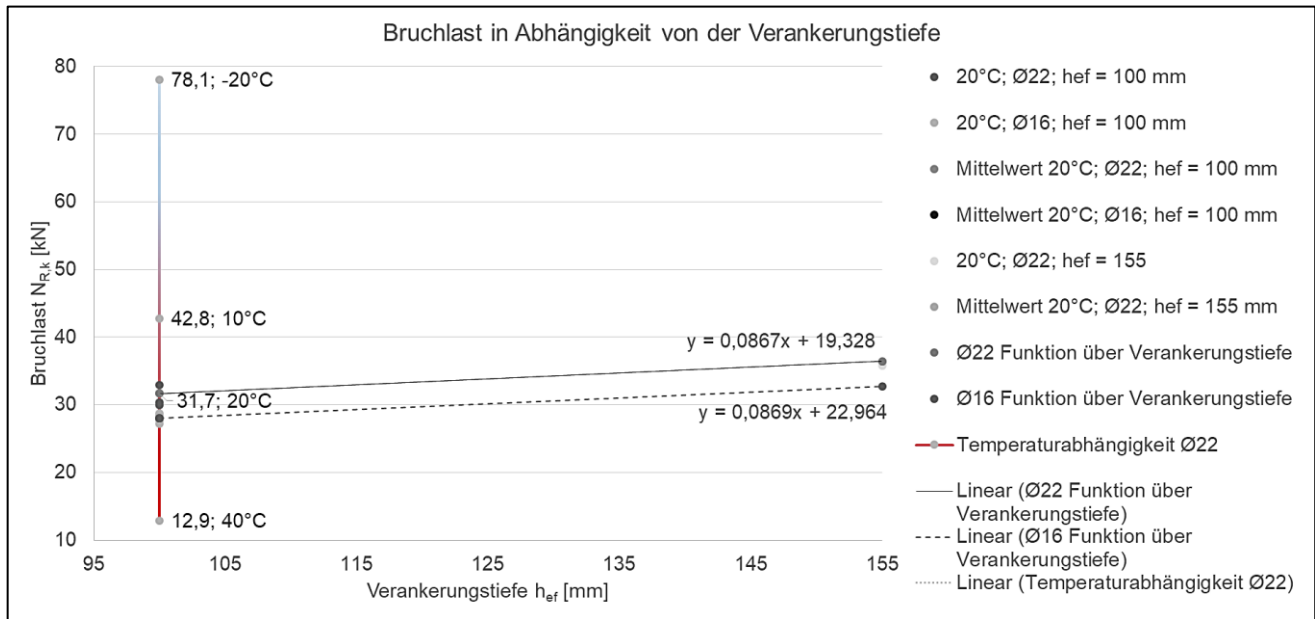


Abbildung 95: Bruchlast in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe; Ø22 mm

In Abbildung 95 sind die Funktionen der Bruchlasten in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe h_{ef} für die zwei Schraubendurchmesser 16 mm und 22 mm dargestellt. Die nachfolgende Funktion zeigt die Bruchlast in Abhängigkeit von der Temperatur, der Verankerungstiefe und dem Schraubendurchmesser.

$$N_{Rk}(\theta, h_{ef}, \emptyset) = -1,0949 \cdot \theta + 0,0869 \cdot h_{ef} + 0,724 \cdot \emptyset + 30,409 \quad (5.1)$$

N_{Rk}	=	Bruchlast	[kN]
θ	=	Temperatur	[°C]
h_{ef}	=	Verankerungstiefe	[mm]
\emptyset	=	Schraubendurchmesser	[mm]

Die Berechnung von Stichproben über die durchgeführten Versuche hat ergeben, dass die mittlere Bruchlast mit einer Genauigkeit von $\Delta N_{R,k} = \pm 1,7$ kN vorliegt. Da die Ergebnisse der Versuche selbst höheren Streuungen unterliegen, kann dies als eine hinreichend genaue Funktion angesehen werden.

5.8. Anteil der Verbundkraft zur Bruchlast unter Axialzugbelastung

Zur späteren Modellerstellung mit einfachen rheologischen Modellen muss eine Analyse der Versagensanteile an der Bruchlast durchgeführt werden.

Hier gilt es zu untersuchen, wie groß der Anteil des Ausbruchkegels und des Verbundversagens an der gesamten übertragbaren Last ist. Versuche unter enger Abstützung der Lasteinleitungsvorrichtung direkt an der Schraube (siehe Kapitel 4.8.2) sollen dazu mit Versuchen unter weiter Abstützung genauer betrachtet werden (siehe Abbildung 96). Dabei wurden die Versuche unter weiter Abstützung mit der vollen Verankerungstiefe $h_{ef,A2}$ der Schraube montiert und axial belastet, die Versuche ergaben ein kombiniertes Versagen. Die Versuche unter enger Abstützung wurden nur im Bereich des Verbundversagens (aus den Versuchen mit weiter Abstützung) mit verminderter Verankerungstiefe $h_{ef,V2}$ durchgeführt (siehe auch Kapitel 4.8.2)

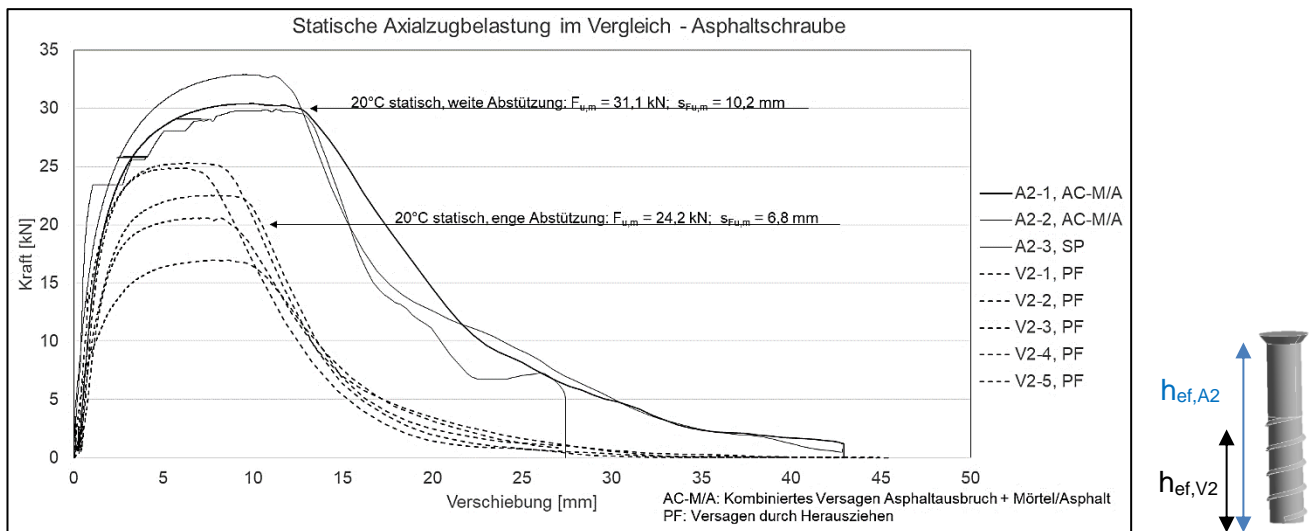


Abbildung 96: Statische Axialzugbelastung, enge und weite Abstützung im Vergleich; $\varnothing 22 \text{ mm}$, $h_{ef} = 100 \text{ mm}$

Der Vergleich des linearen Kraft-Verschiebungsverlaufs zeigt, dass zu Beginn die Steigung der Kurven parallel verläuft. Daher kann darauf geschlossen werden, dass der lineare Anteil des Kurvenverlaufs lediglich vom Verbund aufgenommen wird. Dies bestätigt auch MESZAROS [64]. Das bedeutet, eine Lastableitung erfolgt bis zu diesem Zeitpunkt lediglich über die Fläche entlang des Gewindeendes. Ähnlich zum Vergleich zwischen statischen und stoßartigen Belastungen mit anschließender Prüfung der Resttragfähigkeit in Kapitel 4.8.2 zeigt der Kurvenverlauf unter enger Abstützung eine abgeflachte Kurve. Die durch die vermehrte Bildung und darauffolgende Verbindung von Mikrorissen verursachte Nichtlinearität ist hier aus diesem Grund nicht in der ausgeprägten Form zu beobachten wie unter weiter Abstützung.

Die Asphaltschraube stellt in ihren Wirkungsprinzipien eine Kombination aus einem Verbundmörtelsystem und einem Hinterschnitt dar. Verbundsysteme werden mithilfe ihrer Verbundspannung nach Gleichung 2.28 aus Kapitel 2.5.3 bewertet und analysiert (siehe Abbildung 97). Dabei ist es laut ELIGEHAUSEN und MALLÉE zulässig, die Verbundfestigkeit konstant über die Verankerungstiefe zu betrachten. Vergleiche der These mit experimentellen Untersuchungen ergaben gleichartige Werte [11, S.176].

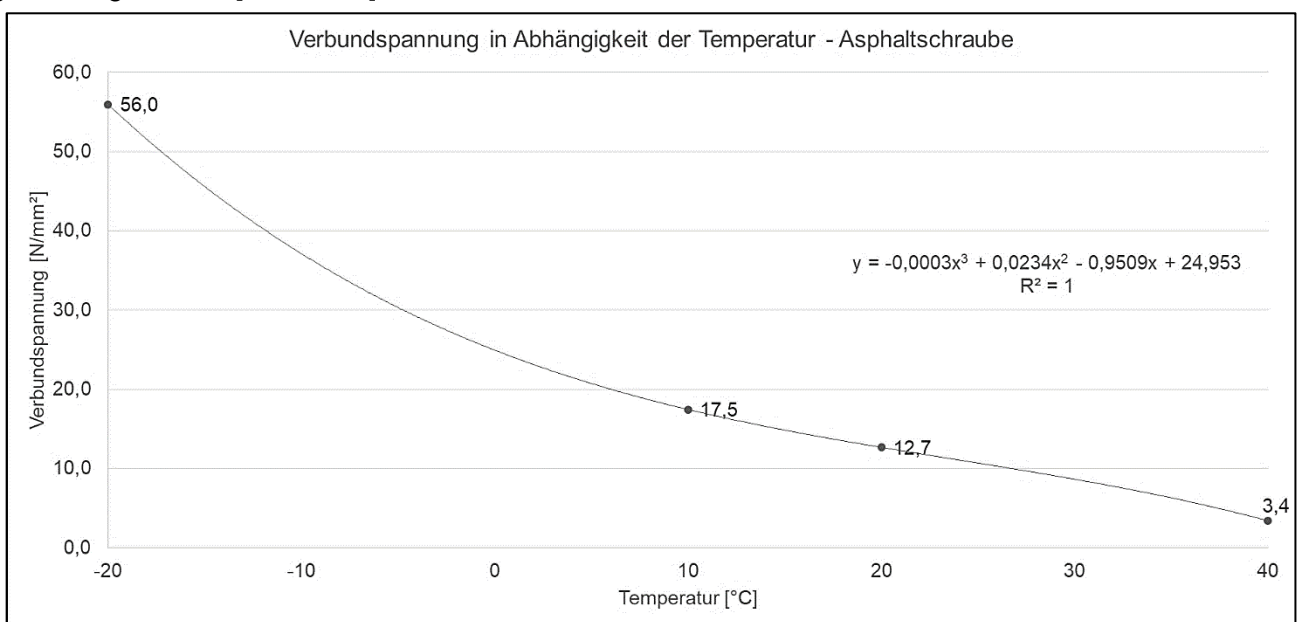


Abbildung 97: Verbundspannung in Abhängigkeit von der Temperatur; $\varnothing 22 \text{ mm}$, $h_{ef} = 100 \text{ mm}$

In Abhängigkeit von der Temperatur zeigt sich ein starker Abfall der übertragbaren Verbundspannung. Die Werte wurden nach Gleichung 2.28 berechnet. Dafür wurde die Fläche entlang des Hinterschnitts angesetzt, über welche Verbundversagen eintritt.

5.9. Zusammenfassung

Die wesentlichen Ergebnisse aus den Ausziehversuchen sind nachfolgend zusammengefasst:

- Den größten Einfluss auf die Bruchlast hat die Temperatur des Asphalts. Bei hohen Temperaturen (40°C) weist dieser Werkstoff eine geringere Steifigkeit auf als bei einer Sprödtemperatur von bei -20°C. Bei Auslagerungsversuchen im Süden Europas konnte eine maximale Temperatur von 50°C bis 58°C gemessen werden. Versuche mit einer Asphalttemperatur von 50°C konnten während des Funktionstests durch Stoßbelastungen in diesem Temperaturbereich jedoch die aufgetragenen Lasten ohne ein Versagen aufzeigen (siehe Kapitel 4.8.3). Eine Lösung für die Reduzierung von maximalen Temperaturen ist nachfolgend in Kapitel 8 diskutiert.
- Der Einfluss des Schraubendurchmessers lässt sich zurückführen auf die Änderung der Gewindefläche und die darauf folgende Abminderung oder Erhöhung der aufnehmbaren Last. Eine Änderung des Durchmessers von 16 mm auf 22 mm ermöglicht eine Bruchlasterhöhung um 3 kN.
- Der Einfluss der Verankerungstiefe lässt sich vergleichbar zum Schraubendurchmesser auf die Änderung der Gewindefläche zurückführen. Eine Erhöhung der Verankerungstiefe von 100 mm auf 155 mm erhöht die Bruchlast um 3 kN.
- Für die vorliegende Asphaltschraube ist die Belastungsrichtung von Bedeutung. Querzug- und Schrägzugbelastungen führen vornehmlich zu Stahlversagen, da die Schraube mit einem Innengewinde auf Biegung belastet wird.
- Die Belastungsgeschwindigkeit hat einen gravierenden Einfluss auf die Steifigkeit der Schraubenverbindung im Asphalt. Unter stoßartigen Belastungen können wesentlich höhere Lasten erreicht werden. Allerdings führen diese Stoßbelastungen in Abhängigkeit von der Lasttrichtung zu Schädigungen im Verankerungsgrund. Unter stoßartiger Axialzugbelastung liegt eine Abminderung der Resttragfähigkeit im Vergleich zur erstmals belasteten Befestigung um 5 kN vor. Eine stoßartige Querzugbelastung mindert die aufnehmbare Last sogar um 10 kN ab. Eine Lösung für diese Problematik ist mithilfe des patentierten Verfahrens der Selbstheilung von Asphalt möglich (siehe Kapitel 8).

6. Modellerstellung zum Versagensablauf unter Axialzugbelastung und Bestimmung von Materialkennwerten

6.1. Betrachtung der Spannungs-Dehnungsbeziehung

Anhand der in Kapitel 3.4.3 beschriebenen statistischen Versuchsauswertung ergab sich für die Last-Verschiebungskurven eine geringe Streuung der Ergebnisse (siehe Kapitel 4). Mithilfe von charakteristischen Last-Verschiebungskurven für jede untersuchte Temperatur soll in diesem Kapitel ein Modell zur Beschreibung des Versagensverhaltens erfolgen.

Mittels Beobachtungen während der Versuche, der vorangegangenen Literaturrecherche und den bereits diskutierten Ergebnissen und zuvor erarbeiteten Erkenntnissen aus der Befestigungstechnik und Verankerungstechnik wird dieses Verhalten in bestehendem Kapitel erläutert.

Wird im Zuge eines Ausziehversuches die Spannungs-Dehnungsbeziehung betrachtet, kann eine einfache Modellüberprüfung erfolgen. Es gilt nach KLEIN für den Zusammenhang zwischen Verformung, Geometrie und Werkstoffeigenschaft eines belasteten Stab-Elementes die folgende Impulsbetrachtung [91]:

$$p(x) = \rho A \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - EA \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (6.1)$$

$p(x)$ beschreibt die Reaktionskraft aus Kraft pro Länge aus der verschmierten Kraft in x-Richtung. Die Verschiebung ist nicht konstant, beschreibt demnach eine Funktion.

Ist die Verschiebung eines Elementes in Belastungsrichtung infolge Belastung gesucht, wird diese über den Zusammenhang von Verschiebung zu Kraft ermittelt (siehe Abbildung 98).

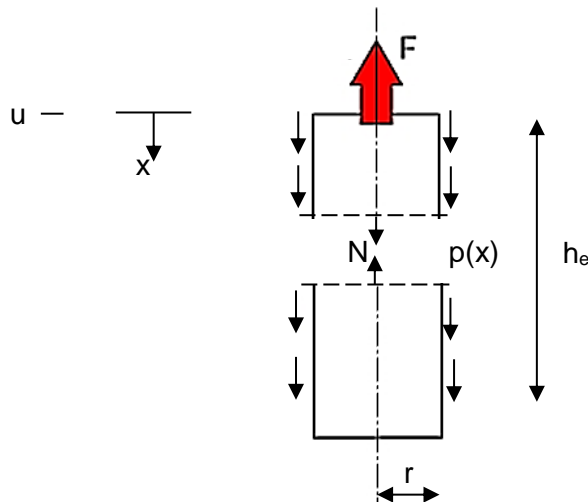


Abbildung 98: Beispielhafte Berechnung von der Asphaltverschraubung

Das Gleichgewicht der in Abbildung 98 gegebenen Kräfte ist in Anhang, Kapitel 11.2 gegeben.

Um typische Spannungs-Dehnungskurven aus den Versuchen sinnvoll in lineare und nichtlineare Anteile zu trennen, erfolgt eine Betrachtung mittels des bereits beschriebenen MAXWELL-Modells (siehe Kapitel 2.1 und Abbildung 99). Dieses vereinfachte Modell ist zur Darstellung des Kriechverhaltens von Asphalten in der Praxis üblich [92], [19].

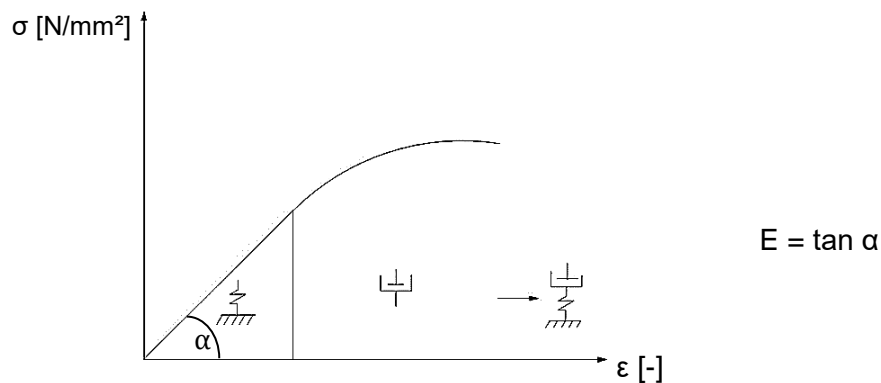


Abbildung 99: Beispielhafte Spannungs-Dehnungskurve

Die Kriechfunktion für Asphalt kann mithilfe der elastoviskosen Anteile eines MAXWELL-Modells dargestellt werden (siehe Kapitel 2.1). Das Kelvin-Voigt-Modell ist laut VORMWALD und FIEDLER zur Beschreibung des Kriechverhaltens von Asphalt nicht zweckmäßig [19]. Das in sich abgestützte Korngerüst und die Anziehungskräfte der Moleküle sorgen zunächst für einen linearen Anstieg der Last-Verschiebungskurve. Da dieser lineare Kurvenverlauf dem Verhalten einer Feder nach HOOKE entspricht, wird diese zur Darstellung des linear-elastischen Verhaltens herangezogen. Sobald das Korngerüst an Stabilität verliert und eine erhöhte Verschiebung innerhalb des Gefüges stattfindet, setzt ein nichtlineares Materialverhalten ein, welches mit dem rheologischen Modell des Dämpfers dargestellt werden kann (siehe Abbildung 100).

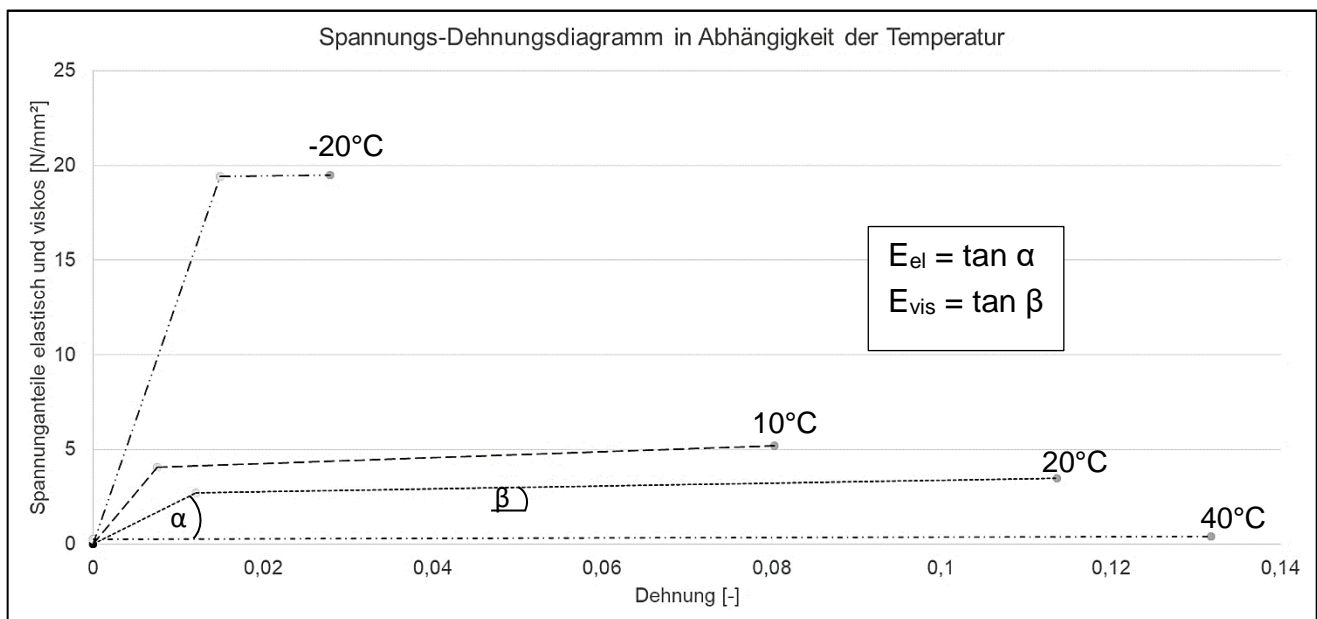


Abbildung 100: Lineare Darstellung der Spannungs-Dehnungsbeziehung in Abhängigkeit von der Temperatur

Diese Überlegung wird nachfolgend für die tiefergehende Analyse des Versagensverlaufs herangezogen.

6.2. Materialkennwerte zum Tragverhalten der Asphaltschraube unter Axialzugbelastung

Für Befestigungen in Beton ist es laut ELIGEHAUSEN ET AL. [93] üblich, mithilfe des Verhältnisses zwischen Zug- und Druckfestigkeiten über Betondruckfestigkeiten Bruchlasten zu berechnen (siehe Kapitel 2.5, Gleichung 2.24). Allerdings erweist sich die Ermittlung von Materialkennwerten für Asphalt wesentlich komplexer im Vergleich zum Beton. Die Bestimmung von Materialkennwerten erfolgt daher zunächst über Ausziehversuche. Mithilfe der Elastizitätstheorie und der aus den Versuchen ermittelten

E-Moduln (siehe Abbildung 99) können Kompressionsmodul und Schubmodul berechnet werden. Eine Festlegung der Querkontraktionszahl kann mit 0,35 für alle Temperaturen erfolgen [86]. Kompressionsmodul und Schubmodul können wie nachfolgend beschrieben für den linearen Bereich berechnet werden:

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (6.2)$$

K = Kompressionsmodul [N/mm²]

E = Elastizitätsmodul [N/mm²]

ν = Querkontraktionszahl [-]

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (6.3)$$

G = Schubmodul [N/mm²]

Die Steifigkeit konnte für den Asphalt in Abhängigkeit von der Temperatur ermittelt werden (siehe Abbildung 101). Zur Ermittlung mithilfe des Programms MyCurveFit [94] wird die allgemeine Form der zu erwartenden Funktion angesetzt. Für eine asymmetrische Sigmoidfunktion gilt:

$$f(y) = d + \frac{a-d}{[1+(\frac{x}{c})^b]^m} \quad (6.4)$$

a = oberer konvergierter Grenzwert der Funktion

b,m = Winkel des Funktionsverlaufs am Wendepunkt

c = Größe des Bereiches des Wendepunktes

d = unterer konvergierter Grenzwert der Funktion

Durch die Implementierung der bekannten Punkte kann nun eine Annäherung an die zu erwartende asymmetrische Sigmoidfunktion erfolgen.

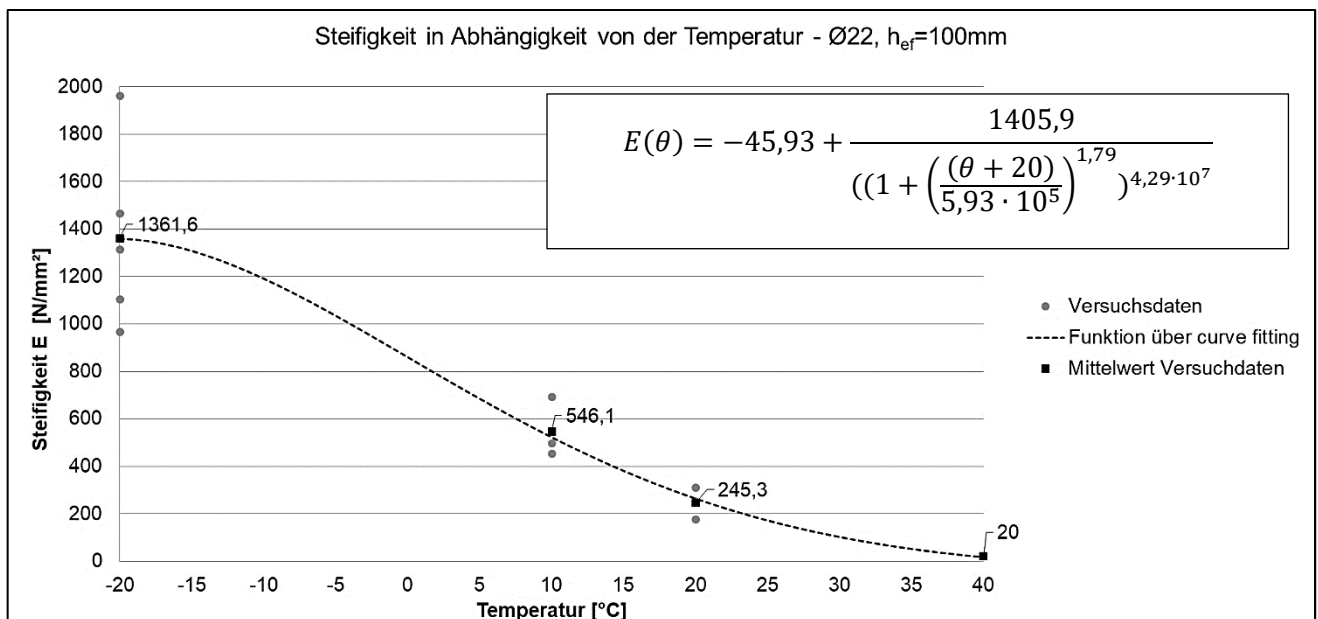


Abbildung 101: Steifigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur – Versuchsergebnisse für Axialzugbelastung

Die Formel für die asymmetrische Sigmoidfunktion wurde mittels curve fitting mit einem Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,992$ bestimmt und lautet:

$$E(\theta) = -45,93 + \frac{1405,9}{\left(1 + \left(\frac{\theta + 20}{5,93 \cdot 10^5}\right)^{1,79}\right)^{4,29 \cdot 10^7}} \quad (6.5)$$

θ = Temperatur [°C]

Dabei ist zu beachten, dass diese Funktion nur für die aufgebrachte Belastungsgeschwindigkeit und den untersuchten Asphaltaufbau gilt. Außerdem beschränkt sie sich auf den untersuchten Bereich zwischen -20°C und 40°C.

Die Steifigkeit berechnet sich aus dem linearen Funktionsanteil der Last-Verschiebungskurven und wird in Anlehnung an die Verbundspannung auf die Zylinderfläche am Ende des Hinterschnitts entlang der Schraube gerechnet, da das Gewinde die Lasten in den Untergrund einleitet und entlang dieser Mantelfläche versagt. Die Steifigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur kann durch eine Sigmoidfunktion abgebildet werden. Die angesetzte Fläche der Versagens errechnet sich durch die Mantelfläche eines Zylinders über die Verankerungslänge von $h_{ef} = 100$ mm:

$$A = 2 \cdot \pi \cdot 12\text{mm} \cdot 100\text{mm} = 7539,8 \text{ mm}^2$$




Der Radius von 12 mm bezieht sich auf die Versagensfläche am Ende des Gewindes (Durchmesser = 24 mm), hier stellt sich ein Abscheren ein. Zur besseren Vergleichbarkeit werden alle Versuche auf diese Mantelfläche bezogen.

Verbundspannungen für Verbunddübel werden nach COOK ET AL. in [11] auf den Durchmesser der Ankerstange gerechnet, falls ein kleiner Ringspalt vorliegt. Daher wird diese Erfahrung für die Bestimmung der Steifigkeit über den linearen Steigungsanteil der Spannungs-Dehnungskurve angewandt. Die Asphaltschraube hat im Gegensatz zum Verbundmörtelsystem zusätzlich noch einen Hinterschnitt. Da sich das Versagen während der Versuche am Ende des Hinterschnitts einstellt, wird hier in Anlehnung an Verbundmörtelsysteme verfahren. Die Verankerungstiefe von 100 mm besteht aus der vollen Länge der Asphaltschraube.

Rissbildungen sind hier noch geringfügig und im Umkreis des Gewindes zu erwarten. Dies zeigen auch Untersuchungen zu Stoßbelastungen und die darauffolgenden Untergrundschädigungen (siehe Kapitel 8.3).

Unter niedrigen Temperaturen ist ein größerer Ausbruchkegel zu beobachten, als unter hohen Temperaturen. Die Steifigkeit bei 40°C bezieht sich auf die gesamte Zylinderfläche entlang des Hinterschnitts im Bohrloch, da sich bei 40°C kein Kegel mehr einstellt. Der Ausbruchkegel unter Gebrauchstemperatur von über -20°C bis 40°C ist größer als bei höheren Temperaturen nahe der Erweichungstemperatur. Für die Bruchflächen ergeben sich nachfolgend angegebene Werte (siehe Tabelle 40).

Tabelle 40: Bruchflächenberechnung

Temperatur [°C]	Bruchfläche [mm ²]	Bruchflächenform
-20	227.154	
10	20.399	
20	23.397	
40	65.445 *	

*Die bei 40°C berechnete Fläche setzt sich nicht aus dem Ausbruchkegel zusammen, sondern resultiert aus dem Radius des Asphaltaufbruchs bzw. der Aufwölbung des Asphalts infolge Axialzugbelastung

Für die Berechnung der Bruchfläche wurde für das Bohrloch eine Zylinderform und für den Ausbruchkegel ein Kreiskegelstumpf angenommen. Die Dokumentation der Bruchflächenabmessungen während der Versuche ist für die Bestimmung der Steifigkeit somit berücksichtigt (siehe Anhang A, Tabelle A 2).

Für eine erste vereinfachte Überprüfung erfolgt die Bestimmung der nichtlinearen Steifigkeit über einen Tangentenmodul. Hierzu wird dieser über die Steigung ab dem Ende des linearen Funktionsverlaufes bis zum Bruch berechnet. Dazu wird ebenfalls eine vereinfachte lineare Funktion angesetzt und ergibt den Schubmodul (Gleichung 6.3).

Abbildung 102 zeigt den Wert des Tangentenmoduls in Abhängigkeit von der Temperatur. Für die Berechnung dieses Moduls wurde die Steigung der Spannungs-Dehnungskurve zwischen dem linearen Lastanstieg und dem Bruch linear abgebildet (Tangentenmodul E_{vis} , siehe Abbildung 100). Mithilfe des Programms MyCurveFit kann die in Abbildung 102 einzusehende Funktion angenähert werden. Der Vorgang für das curve fitting entspricht dem für die asymmetrische Sigmoidfunktion bereits beschriebenen. Die untersuchten Temperaturen werden zur bestmöglichen Annäherung an die Funktion eingesetzt.

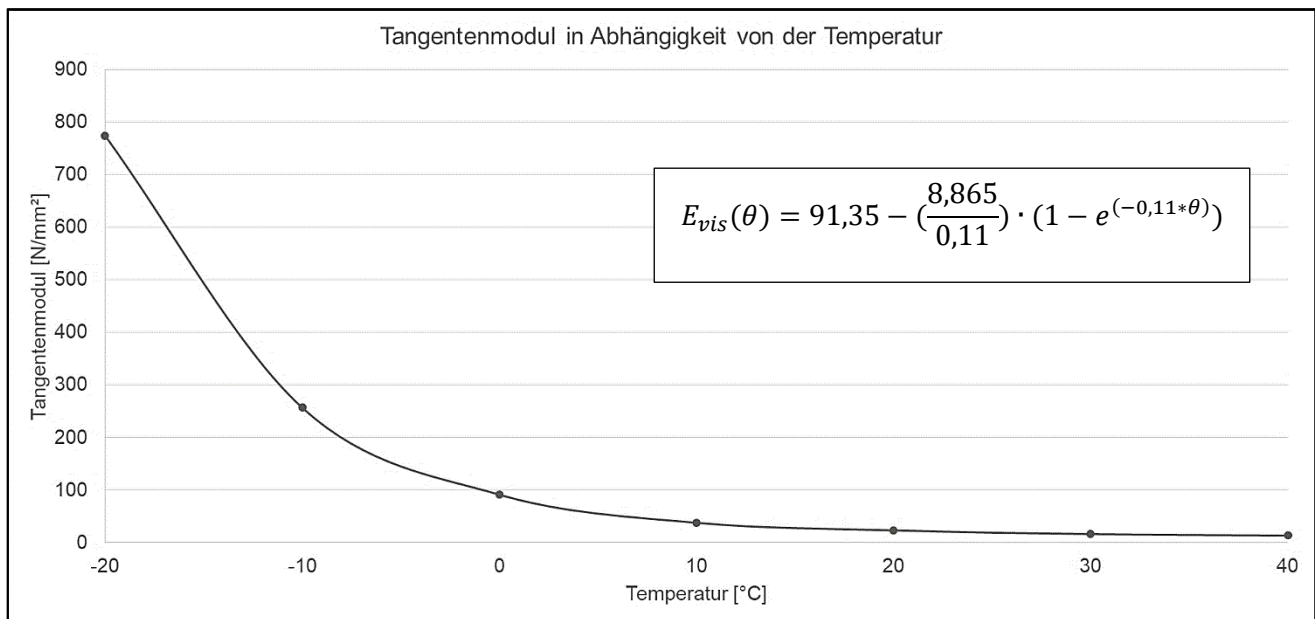


Abbildung 102: Tangentenmodul E_{vis} für den viskosen Anteil in Abhängigkeit von der Temperatur – Versuchsergebnisse für Axialzugbelastung

Zusätzlich zu den Steifigkeitswerten ist zur Beschreibung eines Werkstoffes die Zeitabhängigkeit zu beachten. Nach dem linearen Anteil der Last-Verschiebungskurve führt die Temperaturabhängigkeit zu einem Einfluss auf den Zeitpunkt des Versagens.

Die ermittelten Werkstoffkennwerte beziehen sich lediglich auf einen Temperaturbereich zwischen -20°C und 40°C. Liegen höhere Werte vor, kann nur mithilfe von Masterkurven für die Steifigkeit aus der Literatur eine Abschätzung getätigt werden oder es müssen weitere Versuche durchgeführt werden. Abbildung 16 zeigt die in der Literatur vorhandenen Steifigkeit im Bereich zwischen -25°C und 50°C. Höhere Werte werden hier nicht angegeben. Ein signifikanter Unterschied zwischen den Werten bei 40°C und 50°C ist jedoch nicht zu erkennen.

6.3. Versagensablauf infolge Axialzugbelastung in Abhängigkeit von der Temperatur mithilfe der Betrachtung der Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung

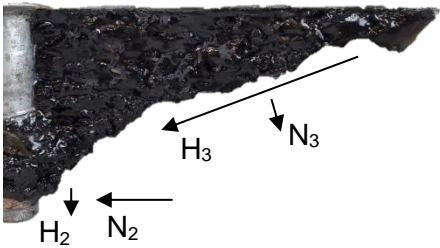
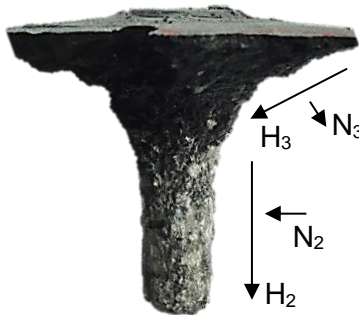
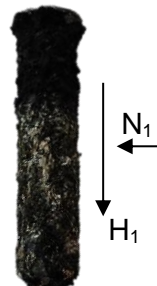
6.3.1. Vorbemerkungen

Nachfolgend sind die Versagensabläufe in Abhängigkeit von der Temperatur dargestellt. Hierfür wird die in der Literatur bereits beschriebene Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung aus LETTOW [69] herangezogen. Für die konstanten Parameter der Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung gilt nach LETTOW:

k_1	=	Verbundsteifigkeit bei Anfangsbelastung	[N/mm²/(mm)]
k_2 bzw. K_3	=	Verbundsteifigkeit bei maximaler Belastung	[N/mm²/(mm)]
K_{Secant}	=	Sekante der Verbundsteifigkeit bei Belastung	[N/mm²/(mm)]
R	=	Kurvenkrümmung zwischen k_1 und k_2	[-]
τ_f	=	Verbundspannungswert infolge Reibung	[N/mm²]
τ_m	=	Verbundspannungswert infolge Scherverbund	[N/mm²]

Mithilfe dieser Parameter kann der Versagensablauf und das Materialverhalten in Abhängigkeit von der Temperatur genauer beschrieben werden. Es werden vier wichtige Temperaturbereiche betrachtet, die Sprödtemperatur (-20°C), die Gebrauchstemperatur (-20°C bis 40°C) und die Temperatur unterhalb und oberhalb des Erweichungspunktes (ca. 50°C).

Tabelle 41: Materialverhalten in Abhängigkeit von der Temperatur

Temperaturbereich			
> -20°C	< -20°C bis 40°C		> 50°C
Materialverhalten bei			
Sprödtemperatur	Gebrauchstemperatur		Erweichungs- punkt
spröde	viskoelastisch-plastisch		viskos
-20°C	10°C, 20°C	40°C	50°C
Schnittkräfte			
			
$H_2 < N_2$	$H_2 \approx N_2$	$H_2 > N_2$	
H: Haftreibung, N: Normalkraft			

Die Haftreibung H hat einen größeren Einfluss bei höheren Temperaturen. Je niedriger die Temperatur ist, desto größer ist der Einfluss der Normalkraft N durch die Anziehungskraft der Moleküle im Asphalt. Dies zeigt sich daran, dass die Ausbruchkegel größer werden, je niedriger die Erwärmung ist. Gleichzeitig ist der Anteil am Verbundversagen kleiner (siehe Tabelle 41). Bei 40°C bildet sich am Befestigungsmittel kein Ausbruchkegel aus. Die Haftreibung H hat hier im Verhältnis zur Normalkraft N einen größeren Einfluss.

6.3.2. Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung bei 20°C

Das in diesem Abschnitt vorgestellte Modell wird an einzelnen Beobachtungspunkten unterhalb von 20°C (Gebrauchstemperatur) beschrieben. Eine typische Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung bei 20°C ist dafür in Abbildung 103 dargestellt.

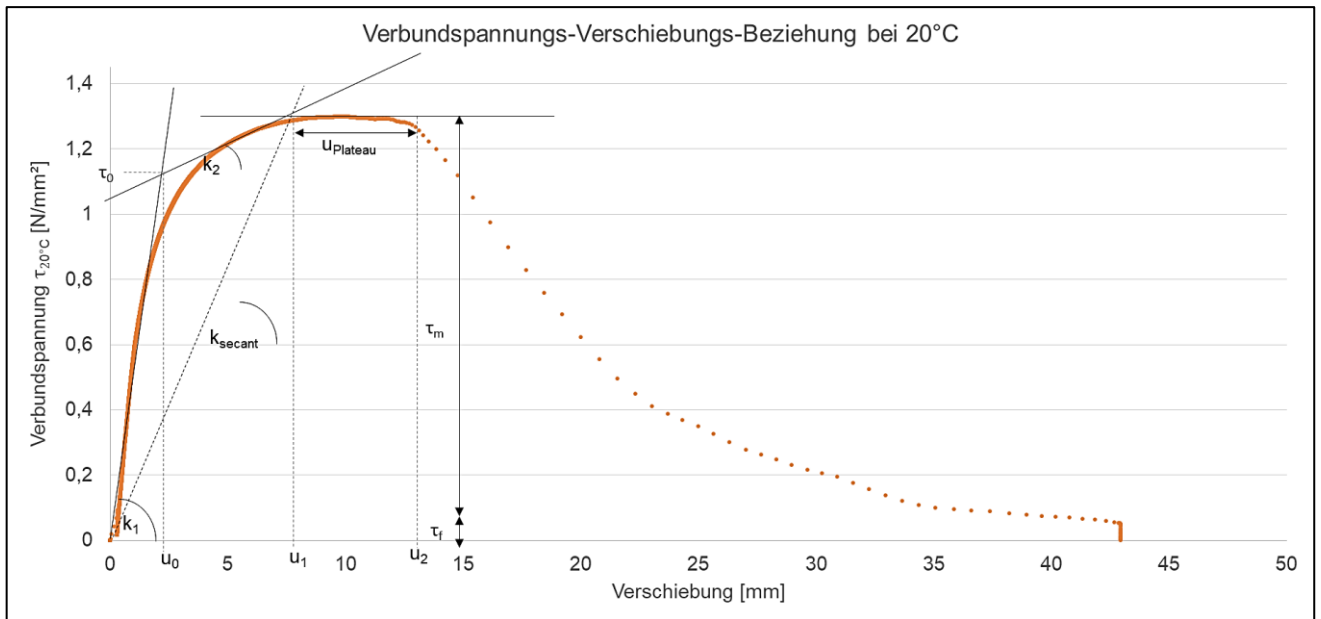


Abbildung 103: Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung bei 20°C

Diese Beziehung kann in Anlehnung an LETTOW [69] mit folgender Funktion beschrieben werden:

$$\tau_{20^\circ\text{C}} = \begin{cases} \tau_0 \left(\frac{u}{u_0} \right) \left[\left(\frac{k_2}{k_1} \right) + \left(1 - \left(\frac{k_2}{k_1} \right) \right) \cdot \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{u}{u_0} \right)^R} \right)^{\frac{1}{R}} \right] & u \leq u_1 \\ \tau_m + \tau_f & u_1 < u \leq u_2 \end{cases} \quad (6.6)$$

mit: $u_0 = s_1 \cdot \left(\frac{k_{\text{secant}} - k_2}{k_1 - k_2} \right)$; $\tau_0 = u_0 \cdot k_1$

Im Abschnitt der Verbundsteifigkeit bei Anfangsbelastung k_1 wirken die in Tabelle 41 dargestellten Kräfte. In diesem linearen Abschnitt k_1 wirken die Adhäsion des Injektionsmörtels, die Anziehungskräfte der Moleküle im Asphalt und die Haftreibung der einwirkenden Axialzugbelastung entgegen. Die Belastung ist dabei kleiner als der entgegenwirkende Widerstand.

Sobald das Korngerüst die Last nicht mehr ohne plastische Verschiebungen der Gesteinskörnung aufnehmen kann, setzt das nichtlineare Werkstoffverhalten des Asphalts ein (siehe Abbildung 103). Ab 0,7 N/mm² Verbundspannung τ_u ist dies der Fall. Hier wird die einwirkende Belastung größer als der entgegenwirkende Widerstand des Werkstoffes und eine nichtlineare Funktion geht in die Gerade k_2 über. Es sind in Anlehnung an Befestigungen in Beton aus Kapitel 2.5 vermehrt vernetzte Mikrorissbildungen zu erwarten. Mit weiterhin steigender Belastung ändert sich die Kraftverteilung. Das Bruchversagen tritt dabei durch die Verbindung von Mikrorissen zu Makrorissen ein (siehe Abbildung 103). Am Ende der Befestigung stellt sich aufgrund der Verschiebung des Befestigungsmittels der erste und qualitativ größte Riss ein.

Der sich einstellende Winkel der Mikrorisse von Gewindegang zu Verankerungsoberfläche ist hierbei im Wesentlichen abhängig von der Temperatur bzw. der Steifigkeit des Asphalts (siehe Abbildung 104). Je höher die Steifigkeit bzw. je niedriger die Temperatur des Asphalts ist, desto größer ist der sich einstellende Winkel γ zwischen der Längsachse der Risse und der Verankerungsoberfläche. Resultierend aus der Verfestigung des Werkstoffes oberhalb der Gewindegänge wird das Befestigungsmittel in Lastrichtung bewegt und führt zu einem Makroriss entlang der Bohrlochwandung bis zum Ausbruchkegel. Je höher die Temperatur bzw. je niedriger die Steifigkeit und je kleiner der Winkel γ zur Senkrechten ist, desto eher führt eine Verschiebung in Lastrichtung auch zu einer Rissbildung entlang der Bohrlochwandung. Nachfolgende Abbildung 104 zeigt die auftretenden Schnittkräfte bis zum Bruch und den zugehörigen Ausbruchkegel. Dieser Funktionsbereich entspricht

der in Abbildung 103 dargestellten horizontalen Verschiebung u_{Plateau} . Weitere Einflussfaktoren auf den Winkel des Ausbruchkegels sind durch den Schraubendurchmesser und die Verankerungstiefe gegeben (siehe 5.3 und 5.4).

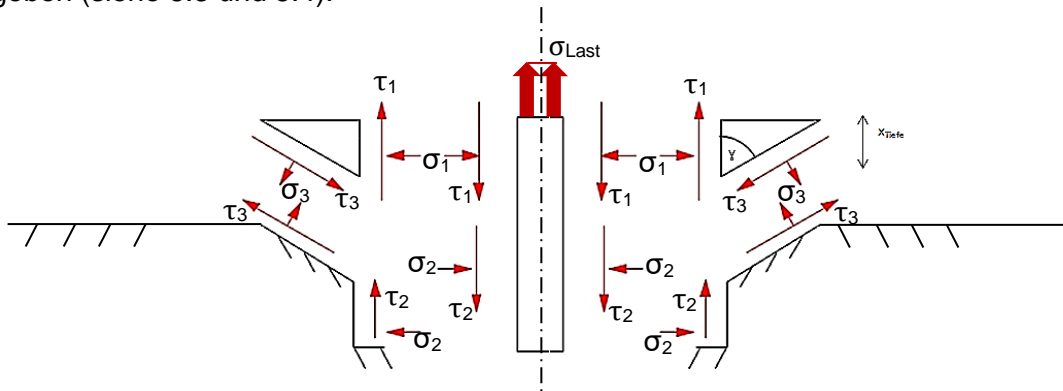


Abbildung 104: Spannungen zwischen Schraube und Verankerungsuntergrund sowie Ausbruchkegel und Verankerungsgrund bei Gebrauchstemperatur

Wie bereits beschrieben stellt sich oberhalb des letzten Gewindegangs am oberen Ende der Asphaltverschraubung eine Rissbildung im Winkel γ ein. Da in diesem Bereich kein Gewinde vorhanden ist und sich so keine direkte Rissbildung zum nächsten Gewindegang einstellen kann, führt diese zu einem Ausbruchkegel unter dem Winkel γ bis hin zur Oberfläche des Verankerungsgrundes. An den darunterliegenden Gewindeflanken kann sich wiederum kein Ausbruchkegel ausbilden, da die Verfestigung und Verschiebung in Lasttrichtung die sich ausbildenden Konsolen zwischen den Gewinden abscheren lässt. Die Spannungen folgen dem Weg des geringsten Widerstandes. Dieser besteht aus dem kürzeren Weg zwischen den Verfestigungen an den Gewindeflächen anstatt im Winkel γ bis hin zur Verankerungsoberfläche. Einen weiteren Einfluss hat die höhere Steifigkeit der Gussasphaltschicht im Vergleich zur Asphaltbinderschicht (siehe Kapitel 4.8.4). Es ist zu erwarten, dass die bereits auftretenden Rissbildungen auch vom Gewinde aus im gleichen Winkel wie der Ausbruchkegel in Richtung Verankerungsgrund verlaufen. Bestärkt wird dieses Versagensmodell dadurch, dass während der Ausziehversuche und mit steigender Erwärmung der Probekörper bereits Wölbungen in Lasttrichtung zu erkennen sind. Eine Überprüfung findet mittels numerischer Analyse statt. Bevor die Befestigung keine Spannung mehr übertragen kann, bildet sich ein weiteres Plateau, das dem Verbundspannungswert infolge Reibung τ_r entspricht. Der Verbundspannungswert infolge Scherverbund τ_m stellt dabei den größeren Wert bei 20°C dar. Je höher die Temperatur ist, desto höher ist der Einfluss durch Reibung.

Das Versagen des Ausbruchkegels stellt allerdings keinen sekundären Versagensfall dar, sondern ein kombiniertes Versagen von Verbund und Ausbruchkegel. Dies zeigen Versuche unter enger Abstützung (siehe Kapitel 4.8.2). Durch das Verhindern des Ausbruchkegels stellt sich eine geringere maximale Last ein. Dies bestätigt den Einfluss des Ausbruchkegels auf die maximal übertragbare Bruchlast und das kombinierte Versagen anstatt eines Sekundärausbruchs. Ein weiteres Argument für ein kombiniertes Versagen liefert die höhere Steifigkeit der Gussasphaltschicht im Vergleich zur Asphaltbinderschicht (siehe Kapitel 4.8.4). Die höhere Steifigkeit beeinflusst die Verschiebung bzw. Bruchlast.

Das Gleichgewicht aller vertikalen Komponenten im Versagensfall ergibt für das kombinierte Versagen von Verbund und Ausbruchkegel:

$$\uparrow: \int_{\text{Kreisfl.}} \sigma_{\text{Last}} dA = \int_{\text{Mantelfl.}} \tau_2 dA + \int_{\text{Kegelstumpfmantelfl.}} \tau_3 dA + \int_{\text{Kegelstumpfmantelfl.}} \sigma_3 dA \quad (6.7)$$

Es sind folgende Winkel zu beachten:

γ	=	Winkel des Ausbruchkegels	[°]
α	=	Winkel der angreifenden Normalspannung σ_3 zur senkrechten Achse	[°]

Dabei gilt:

$$\alpha = 180^\circ - 90^\circ - \gamma \quad (6.8)$$

6.3.3. Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung bei 10°C

Die Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung bei 10°C verläuft äquivalent zu der unter 20°C. Dies zeigt, dass sich unter Gebrauchstemperatur bis zu einer bestimmten Erwärmung ein ähnliches Versagen einstellt. Lediglich die Abmessungen des Ausbruchkegels variieren.

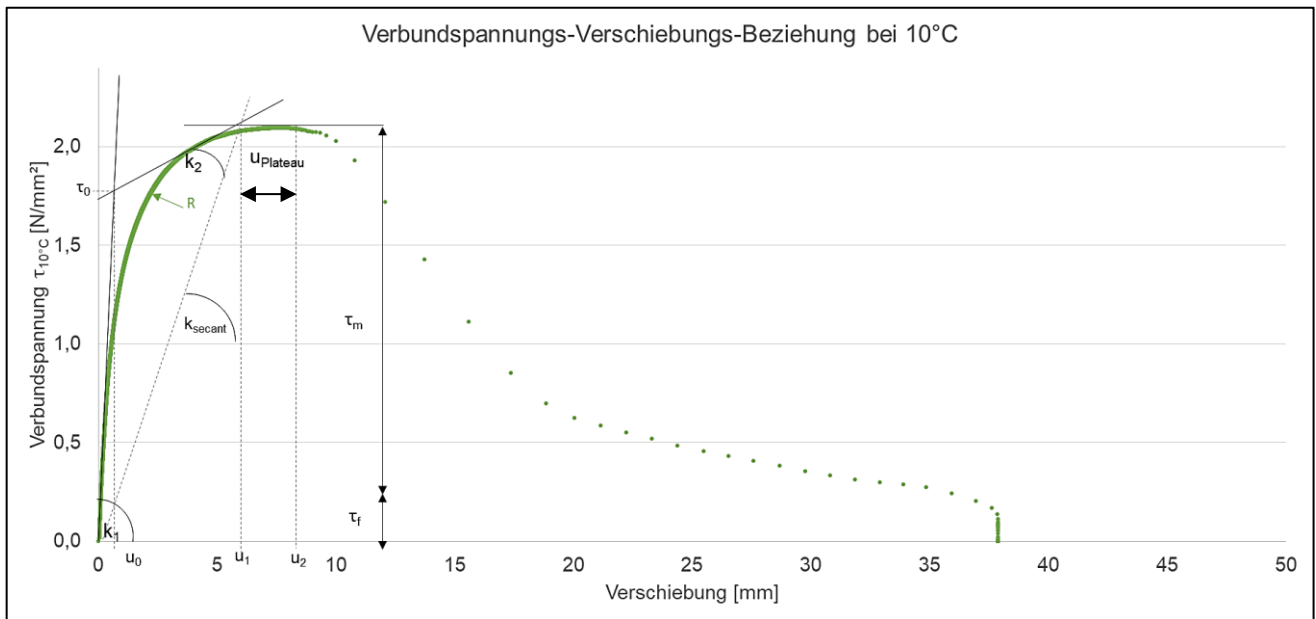


Abbildung 105: Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung bei 10°C

Die Beziehung kann in Anlehnung an LETTOW [69] mit folgender Funktion beschrieben werden:

$$\tau_{10^\circ C} = \begin{cases} \tau_0 \left(\frac{u}{u_0} \right) \left[\left(\frac{k_2}{k_1} \right) + \left(1 - \left(\frac{k_2}{k_1} \right) \right) \cdot \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{u}{u_0} \right)^R} \right)^{\frac{1}{R}} \right] & u \leq u_1 \\ \tau_m + \tau_f & u_1 < u \leq u_2 \end{cases} \quad (6.9)$$

mit: $u_0 = s_1 \cdot \left(\frac{k_{secant} - k_2}{k_1 - k_2} \right)$; $\tau_0 = u_0 \cdot k_1$

Gerade k_1 infolge einer Anfangsbelastung verläuft bis 1,0 N/mm² Verbundspannung und geht dann über eine Krümmung in Gerade k_2 über, um darauffolgend mit $u_{plateau}$ horizontal zu verlaufen. Der Anteil des Verbundspannungswertes infolge Reibung τ_f ist vergleichbar zu dem bei 20°C. Der Verbundspannungswert infolge Scherverbund τ_m entspricht dabei auch dem größeren Wert bei 20°C (siehe Abbildung 105).

6.3.4. Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung bei -20°C (Sprödtemperatur)

Der Versagensverlauf oberhalb der Sprödtemperatur ist vergleichbar zu dem bereits beschriebenen bei Gebrauchstemperatur. Zu Beginn des Ausziehversuches stellen sich die gleichen Schnittkräfte wie

zuvor beschrieben ein (siehe Abbildung 104), sie gelten auch hier für den linear elastischen Bereich. Abbildung 106 beschreibt eine typische Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung bei -20°C.

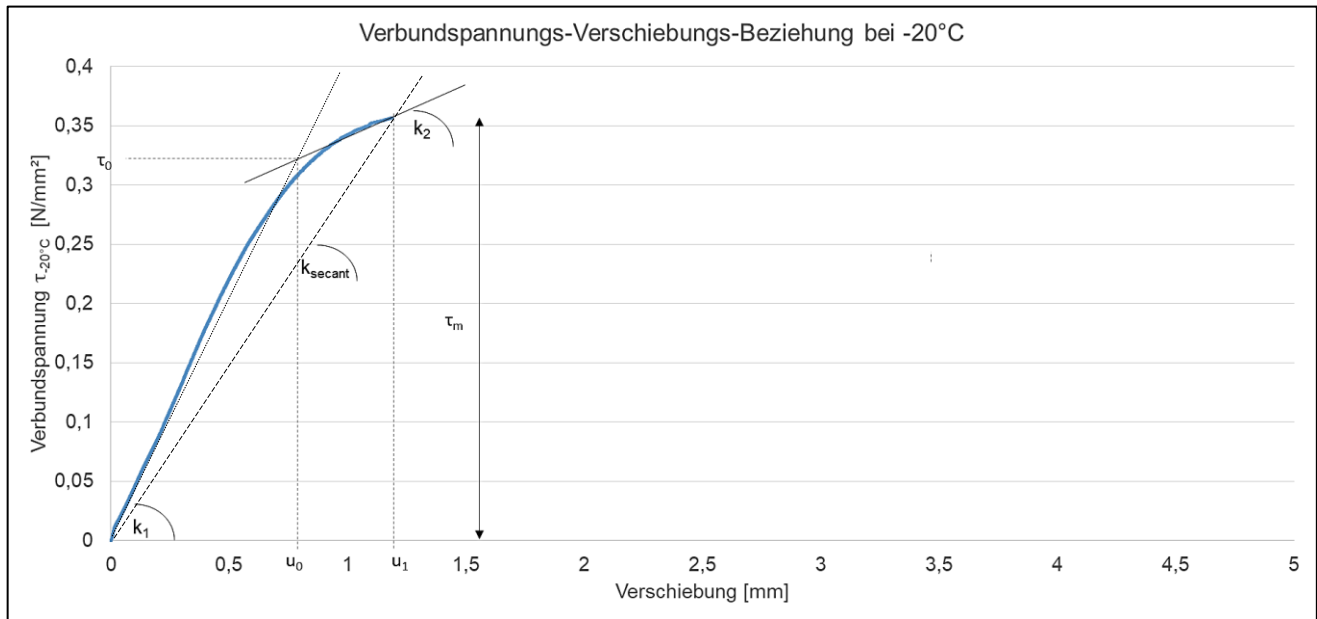


Abbildung 106: Unterteilung der Spannungs-Dehnungskurve in 2 Funktionsbereiche im Bereich der Sprödtemperatur

Die Beziehung kann in Anlehnung an LETTOW [69] mit folgender Funktion beschrieben werden:

$$\tau_{-20^{\circ}\text{C}} = \left\{ \tau_0 \left(\frac{u}{u_0} \right) \left[\left(\frac{k_2}{k_1} \right) + \left(1 - \left(\frac{k_2}{k_1} \right) \right) \cdot \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{u}{u_0} \right)^R} \right)^{\frac{1}{R}} \right] \right\} u \leq u_1 \quad (6.10)$$

$$\text{mit: } u_0 = s_1 \cdot \left(\frac{k_{\text{secant}} - k_2}{k_1 - k_2} \right); \tau_0 = u_0 \cdot k_1$$

Es ist ersichtlich, dass die Funktion im Vergleich zum Gebrauchstemperaturbereich zwischen -20°C und 40°C verkürzt ist. Durch das spröde Materialverhalten stellt sich kein Plateau in Höhe der Bruchlast ein.

Im Gegensatz zur Gebrauchstemperatur ist der lineare Anteil zu Beginn der Funktion größer, die Moleküle haben eine größere Anziehungskraft zueinander. Der Verlauf ist in diesem Bereich k_1 linear elastisch. Übersteigt nun die Belastung den Widerstand des Asphalts beginnen die Relativverschiebungen senkrecht zur Last. Erste Rissbildungen stellen sich ein.

Oberhalb der Sprödtemperatur ist der Winkel γ der sich einstellenden Rissbildung verhältnismäßig groß zur Schraube. Unter dieser Temperatur bildet sich ein wesentlich größerer Ausbruchkegel annähernd über die gesamte Verankerungstiefe aus. Dies kann durch die geringen Verschiebungen unter Bruchlast begründet werden (siehe Kapitel 5.2.2). Eine Verfestigung oberhalb des Gewindes findet zwar statt, jedoch bewirkt diese kein Abscheren der Konsolen im Gegensatz zu höheren Temperaturen. Vergleichbar ist dieser Versagensverlauf mit Befestigungen in Beton (siehe Kapitel 2.5). Im Zuge der Belastung verbinden sich Mikrorisse zu Makrorissen im Winkel γ von jedem Gewinde bis hin zur Oberfläche. Der Verbund zwischen Mörtel und Schraube versagt, es stellt sich das Versagen oberhalb des ersten Gewindes am Ende des Befestigungsmittels ein. Dabei können sich sowohl Verbundversagen als auch Ausbruchkegel als erstes einstellen. Erkennbar ist dies anhand der zwei sichtbaren Lastmaxima der Last-Verschiebungskurven (siehe Abbildung 44). Entweder wächst zunächst der Riss unterhalb der Befestigung und lässt infolge dessen den Verbund zwischen Schraube und Injektionsmörtel versagen oder die Rissbildung zwischen Gewinde und Verankerungsgrund wächst bis zum Erreichen einer Trennfläche und lässt erst anschließend den Verbund versagen. Das sich einstellende Versagen ist somit von der Steifigkeit des Werkstoffes abhängig, ebenso von der

gewählten Gesteinskörnung und der sich daraus einstellenden Abstützwirkung untereinander. Die Makrorissbildung ist bereits unter Bruchlast und geringer Verschiebung erreicht. Das spröde Werkstoffversagen tritt mit einem schnellen Lastabfall ein. Zum Zeitpunkt des Versagens gilt hier Gleichung 6.7.

6.3.5. Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung bei 40°C (nahe Erweichungstemperatur)

Eine Erwärmung bis annähernd unterhalb des Erweichungspunktes von 50°C führt zu einem geringeren linearen Anteil der Last-Verschiebungskurve aufgrund der fehlenden Anziehungskraft zwischen den Molekülen des Bitumens. Die Gesteinskörnung verschiebt sich bereits früher unter einer erhöhten Verfestigung bzw. Verschiebung in Lastrichtung.

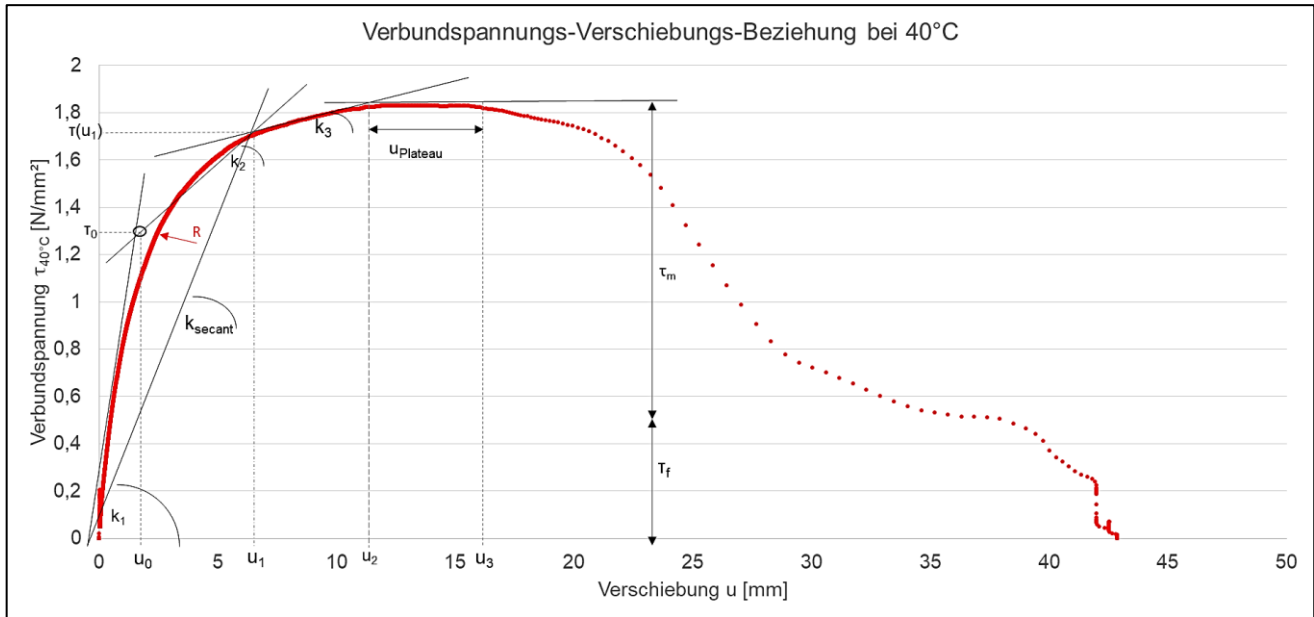


Abbildung 107: Unterteilung der Spannungs-Dehnungskurve in 3 Funktionsbereiche unterhalb des Erweichungspunktes

Ein Ausbruchkegel kann sich aufgrund dieser geringen Anziehungskraft und daraus resultierenden hohen Verschiebung nicht mehr einstellen. Über den gesamten Ausziehvorgang hinweg stellen sich die bereits beschriebenen Schnittkräfte in Abbildung 108 ein.

Die Beziehung kann in Anlehnung an LETTOW [69] mit folgender Funktion beschrieben werden:

$$\tau_{40^{\circ}\text{C}} = \begin{cases} \tau_0 \left(\frac{u}{u_0} \right) \left[\left(\frac{k_2}{k_1} \right) + \left(1 - \left(\frac{k_2}{k_1} \right) \right) \cdot \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{u}{u_0} \right)^R} \right)^{\frac{1}{R}} \right] & u \leq u_1 \\ \tau_u(u_1) + \frac{u_2 - u}{u_2 - u_1} (\tau_m - \tau(u_1)) & u_1 < u \leq u_2 \\ \tau_m + \tau_f & u_2 < u \leq u_3 \end{cases} \quad (6.11)$$

$$\text{mit: } u_0 = s_1 \cdot \left(\frac{k_{\text{secant}} - k_2}{k_1 - k_2} \right); \tau_0 = u_0 \cdot k_1$$

Im Vergleich zu den bereits beschriebenen Temperaturen wurde die dargestellte Funktion um die Gerade k_3 erweitert. Bei Gebrauchstemperatur und Sprödtemperatur verbindet die Kreisfunktion mit Radius R die Geraden k_1 und k_2 und geht danach in ein u_{Plateau} über. Bei 40°C bildet sich jedoch die Gerade k_3 zwischen k_2 und u_{Plateau} aus. Dies lässt sich darauf zurückführen, dass der aufgewölbte Ausbruchkegel aufgrund der geringen Steifigkeit abgesichert wird. Erste Rissbildungen treten am Ende der Schraube ein, der Verankerungsgrund wölbt sich in Lastrichtung aufgrund des Hinterschnitts im Bohrloch (ab 0,8 N/mm² Verbundfestigkeit). Ein Abscheren in der Fläche entlang des Gewindeendes erfolgt durch die hohe Verschiebung, Versagen tritt unter einem sehr zähen Verhalten ein.

Zusammenfassend sind in nachfolgender Tabelle die Tiefen der Ausbruchkegel und deren Winkel angegeben. Die Geometrie des Teilgewindes der Schraube hat dabei einen erheblichen Einfluss auf den Versagensablauf. Eine grafische Darstellung der Abhängigkeiten ist in Kapitel 5.2, Abbildung 78 zu finden.

Tabelle 42: Tiefen und Winkel der sich einstellenden Ausbruchkegel

Temperatur [°C]	Tiefe des Ausbruchkegels [cm]	Winkel γ des Ausbruchkegels [°]
-20	6,3	76,2
10	3,5	58,3
20	3,5	60,8
40	0	0

Mit dem oben beschriebenen Versagensablauf und den gewonnenen Erkenntnissen infolge Axialzugbelastungen können nachfolgend Werkstoffkennwerte für die Finite-Elemente-Methode aus den Versuchen generiert werden.

6.4. Betrachtung des sich einstellenden Ausbruchkegels in Abhängigkeit von der Temperatur

Das Befestigungsmittel wird mit Injektionsmörtelpfropfen und hinterschnittenem Asphalt aus dem Bohrloch herausgezogen. Da im Zuge einer Axialbelastung demnach nicht ausschließlich die auf das Gewinde wirkende Haftreibung H_1 zum Versagen führt, werden die angreifenden Kräfte wie in Abbildung 108 gezeigt näher untersucht.

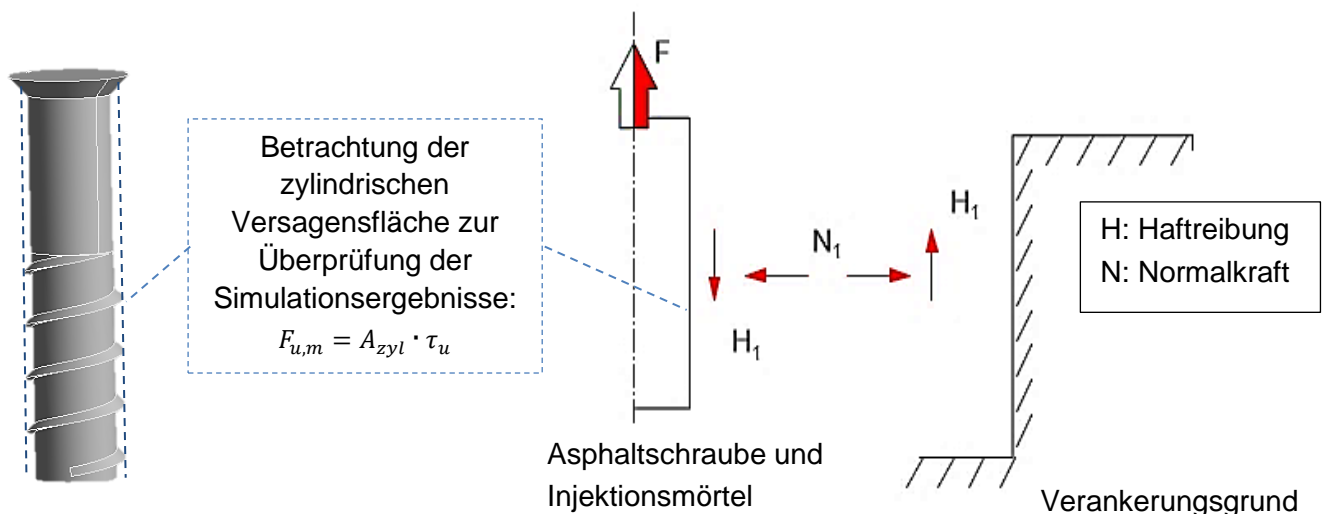


Abbildung 108: Links: Schnittkräfte zwischen Schraube und Verankerungsuntergrund; Rechts: zylindrische Versagensfläche zur Überprüfung der Simulationsergebnisse mithilfe der Verbundspannung τ_u

Zur Betrachtung des Tragverhaltens von Asphaltbefestigungen infolge Axialzugbelastung ist die versagende zylindrische Fläche durch Verbundversagen zu beachten (siehe Abbildung 108). Diese Fläche befindet sich am Ende des hinterschnidenden Gewindes der Asphaltsschraube, der Ausbruchkegel wird zunächst vernachlässigt. Aus diesem Grund wird die Schraube und auch der Verankerungsgrund vereinfacht dargestellt und der Fokus auf die zylindrische Versagensfläche gelegt. Abbildung 108 zeigt die Schnittkräfte an dieser Mantelfläche, welche sich infolge einer Axialzugbelastung einstellen. Die rotationssymmetrische Achse befindet sich im Mittelpunkt der Schraube.

Mithilfe der in Kapitel 2.5 beschriebenen Gleichung 2.28 kann die Verbundspannung τ_u berechnet werden. Aus dieser ergibt sich multipliziert mit der zylindrischen Versagensfläche die Bruchlast $F_{u,m}$ (siehe Abbildung 108). Diese Gleichung wird zur ersten Überprüfung der Simulationsergebnisse herangezogen.

Die Haftreibung zwischen Schraube und Untergrund kann laut BÖGE [95] analog zu den Reibungsverhältnissen in einer schiefen Ebene berechnet werden. Für die Schematisierung wird die hinterschnittene Fläche zwischen Gewindeende und Asphalt betrachtet. Ein Herausziehen der Befestigung verursacht die Abscherung der Konsolen in Lastrichtung. Für Abbildung 108 wird das heterogene Verhalten durch die Gesteinskörnung vernachlässigt. Die Haftreibung berechnet sich aus [95]:

$$H_1 = \mu_0 \cdot N_1 \quad (6.12)$$

H_1	=	Haftreibung	[kN]
μ_0	=	Haftungskoeffizient	[-]
N_1	=	Normalkraft	[kN]

Beeinflusst wird der Haftreibungskoeffizient von der Rauigkeit zwischen den verbindenden Schichten, im vorliegenden Fall auch vom auftretenden Hinterschnitt der Schraube und der Gesteinskörnung des Asphalts. Die Normalkraft ergibt sich aus der Klebewirkung des eingesetzten Injektionsmörtels und der Anziehungskraft der Moleküle im Asphalt. Die Anziehungskräfte sind Abhängig von der Temperatur. Je niedriger die Temperatur, desto höher die gegenseitige Anziehung der Moleküle. Dabei ist das Bohrloch vollständig mit Mörtel ausgefüllt.

Die Asphaltschraube erfährt laut BÖGE noch keine plastischen Relativverschiebungen, solange gilt [95]:

$$F \leq H_1 = \mu_0 \cdot N_1 \quad (6.13)$$

Die resultierende Kraft aus Haftreibung und Normalkraft kann mithilfe des Winkels φ berechnet werden.

$$\tan\varphi = \frac{H_1}{N_1} \quad (6.14)$$

φ = Winkel der Resultierenden R aus Haftreibung H und Normalkraft N zur horizontalen Achse (Abbildung 109, rechts)

Sobald dieser Winkel φ dem maximal aufnehmbaren Haftungswinkel ρ des Werkstoffes entspricht, fängt die Schraube an große Relativverschiebungen infolge plastischer Verformungen zu erfahren. Der Haftungswinkel ρ entspricht dabei dem Winkel der inneren Reibung eines Werkstoffes (siehe Tabelle 43), ab dem durch die angreifende Resultierende ein Versagen folgt. Die Haftreibung wird infolgedessen überwunden und geht in Gleitreibung über. Je höher die Viskosität bzw. die Temperatur des Asphalts steigt, desto höher ist die innere Reibung und auch der Reibungswinkel der sich ab dem Gleiten einstellt. Setzt also der kritische Punkt $F = H_1$ ein, wird laut GROSS ET. AL der maximal aufnehmbare Haftungswinkel ρ des Gleichgewichtszustands erreicht [96]. Abbildung 109 zeigt den Haftungswinkel von Asphalt in Abhängigkeit der Temperatur.

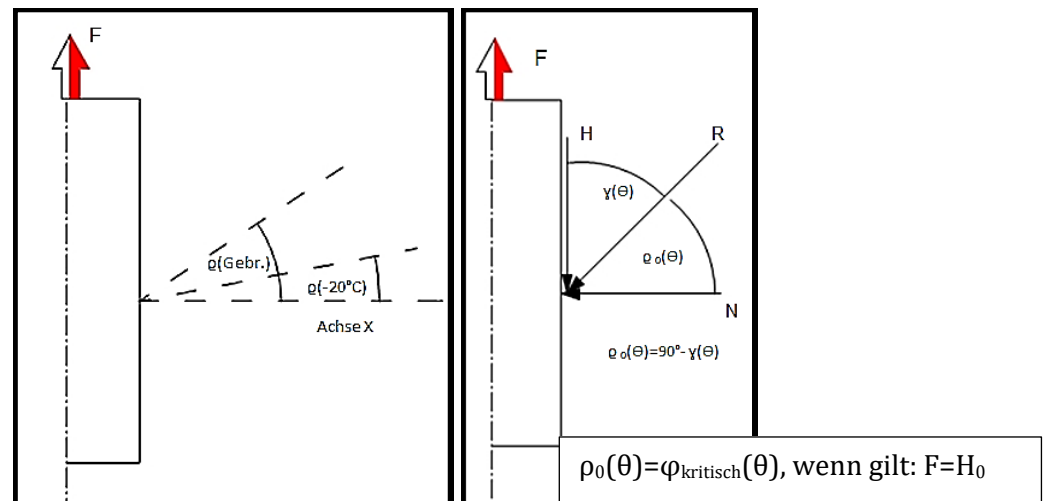


Abbildung 109: Haftwinkel bzw. Winkel des Ausbruchkegels (links) in Abhängigkeit der sich einstellenden Resultierenden (rechts) in Anlehnung an GROSS et. al [96]; $\rho(\text{Gebr.})$ entspricht Gebrauchstemperatur zwischen -20°C und 40°C

Der Haftwinkel entspricht der maximal möglichen Abweichung der Resultierenden R aus Haftreibung H und Normalkraft N von der horizontalen Achse x (senkrecht zum Schraubenschaft), bis zu der noch Gleichgewicht besteht (siehe Abbildung 109).

Der kritische Haftwinkel ρ bezeichnet laut GROSS ET AL. den Widerstand der überwunden werden muss, um die Asphaltschraube in Relativverschiebung zu versetzen. Der Haftwinkel nimmt dabei die Größe des Haftungskoeffizienten ein und wird in der Literatur als „Haftungskeil“ beschrieben. Es gilt [96]:

$$\tan \varphi = \tan \rho = \frac{H_0}{N} = \frac{\mu_0 \cdot N}{N} = \mu_0 \quad (6.15)$$

Entspricht der Tangens des Haftwinkels ρ dem Haftungskoeffizienten, entspricht laut GROSS ET AL. auch der Winkel der resultierenden Kraft diesem kritischen Winkel. Es gilt dann wie in Gleichung 6.15 beschrieben [96]:

$$\tan \varphi = \tan \rho \quad (6.16)$$

φ = Winkel der Resultierenden R aus Haftreibung H und Normalkraft N zur horizontalen Achse

ρ = innerer Reibungswinkel des Werkstoffes, bis zu dem die Resultierende angreifen kann, ohne dass ein Versagen eintritt

Bleibt die Belastung unterhalb der Haftreibung, bleibt auch der Winkel der Resultierenden in einem kleineren bzw. unkritischen Bereich. Die Belastung befindet sich dabei im linear elastischen bzw. reversiblen Anteil der Last-Verschiebungskurve. Der Haftwinkel ρ spiegelt sich auch im sich einstellenden Winkel γ des Ausbruchkegels wieder. Dieser ist abhängig vom Winkel der Resultierenden aus Normalkraft und Haftreibung. Die Resultierende ist hierbei auch abhängig von der Gewindesteigung der Schraube (siehe Gleichung 6.1).

Der kritische Winkel, an dem irreversible plastische Relativverschiebungen auftreten, ist von der Temperatur bzw. der Steifigkeit des Asphalts abhängig. Dies liegt im Verhältnis der Normalkraft zur Haftreibung begründet (siehe Abbildung 109).

Liegt die Probekörpertemperatur unterhalb der Sprödtemperatur (-20°C), sind die Anziehungskräfte der Moleküle sehr groß. Dies spiegelt sich in einer vergleichbar größeren Normalkraft wieder. Der Haftwinkel ρ ist verhältnismäßig klein aufgrund des spröden Werkstoffverhaltens. Es können

wesentlich größere Normalkräfte als Haftreibungskräfte übertragen werden. Der Haftungskoeffizient μ_0 ist dementsprechend klein.

Im Zuge einer Erwärmung werden die Anziehungskräfte der Moleküle kleiner, Kräfte müssen daher früher von der Gesteinskörnung über Haftreibung abgetragen werden. Der Einfluss der inneren Reibung nimmt zu. Dies führt dazu, dass sich kleinere Ausbruchkegel bzw. große Haftungswinkel ρ einstellen und somit kleinere Volumina zum Lastabtrag herangezogen werden können. Tabelle 43 zeigt den Einfluss der Temperatur auf den Ausbruchkegel, Haftungswinkel und Haftungskoeffizienten zum kritischen Zeitpunkt $F = H_1$.

Tabelle 43: Einfluss der Temperatur auf den Ausbruchkegel, Haftungswinkel und Haftungskoeffizient im kritischen Bereich unter Axialzugbelastung – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm

Temperatur [°C]	Winkel γ des Ausbruchkegels [°]	Haftungswinkel ρ ($\rho = 90^\circ - \gamma$) [°]	Haftungskoeffizient μ_0 ($\mu_0 = \tan \rho$) [-]
-20	76,4	13,8	0,25
10	59,6	31,7	0,62
20	61,8	29,2	0,56

Aufgrund der Wölbung und fehlender Trennfläche kann kein Winkel bzw. μ_0 für die Temperatur 40°C berechnet werden. Der Haftungswinkel ρ hat einen direkten Einfluss auf die Verschiebung der Befestigung während des Ausziehversuches. Diese wiederum beeinflusst die Tiefe des Ausbruchkegels. Der genaue Ablauf wird nachfolgend innerhalb der Beschreibung zum Versagensablauf für jeden der drei relevanten Temperaturbereiche beschrieben.

Steigt die Belastung F über die Haftreibung, wird der Winkel der Resultierenden über den kritischen Wert des Haftungswinkels steigen. Die Befestigung erfährt dann größere Relativverschiebungen in Richtung der aufgebrachten Kraft. Es gilt nun:

$$R_1 = \mu \cdot N_1 \quad (6.17)$$

R_1 = Gleitreibung [kN]

μ = Reibungskoeffizient [-]

N = Normalkraft [kN]

Je nach Temperatur und Betrachtungszeitpunkt während des Versuches wirken andere Kombinationen der oben dargestellten Kräfte. Haftreibung tritt als ein Widerstand gegen die Belastung am Ende der hinterschneidenden Gewindegänge auf, aber auch die Reibung durch die Gesteinskörnungen im Untergrund. Normalkräfte entstehen durch die vom Injektionsmörtel übertragbare Adhäsion bzw. Klebewirkung und die Anziehungskräfte der Moleküle.

Je niedriger die Temperatur ist, desto größer ist der Anteil des linearen Funktionsverlaufs in der Kraft-Verschiebungsbeziehung. Ist die Temperatur wiederum sehr hoch, lässt sich auf einen geringen linearen Anteil in der Funktion schließen. Der viskose Bereich der Spannungs-Dehnungskurve ist jedoch kleiner bei niedrigeren Temperaturen und größer infolge einer Erwärmung (siehe Abbildung 72, Kapitel 5.2). Dies ist auf das spröde Werkstoffverhalten unterhalb der sogenannten Sprödtemperatur zurückzuführen, ebenso wie auf das stark viskose Verhalten im Zuge einer Erwärmung bis oberhalb des Erweichungspunktes (siehe Kapitel 10).

Liegt demnach die Belastung über dem Wert, unter dem eine elastische bzw. reversible Verformung vorliegt, beginnt die plastische Verformung in Lastrichtung.

Der Winkel der Resultierenden aus Haftreibung und Normalkraft ist bei niedrigen Temperaturen sehr flach und es stellt sich ein Ausbruchkegel mit niedrigem Winkel ein. Je höher die Temperatur steigt, desto größer ist auch der Winkel ϕ der sich einstellenden Resultierenden (siehe Abbildung 109).

Ein kombiniertes Versagen, dass sich laut COOK für Verbunddübel in Beton meist beobachten lässt, stellt sich auch für die durchgeführten Versuche ein (siehe auch Kapitel 5.2.2, [65]). Den Grund dafür liefern DOERR UND KLINGNER in ihrer „Progressive Cone Failure Theory“ [88]. Sie zeigen den Einfluss der Wechselwirkung zwischen Injektionsmörtel und Verankerungsgrund, aber auch des Befestigungsmittel auf. Der Rissfortschritt ist demnach abhängig von auftretenden Schwachpunkten des Systems entlang der betrachteten und beschriebenen Grenzen.

6.5. Analytische Modellierung des linearen Funktionsverlaufs in Abhängigkeit von der Temperatur mittels elastischer Bettung und Verbundversagen

Die Entwicklung eines analytischen Modells erfolgt in diesem Kapitel für den linear-elastischen Bereich des Funktionsverlaufes aus den Axialzugversuchen (siehe Kapitel 4.2.2). Der linear-elastische Anteil der Last an der Bruchlast liegt zwischen ca. 70% bei -20°C und 15% bei 40°C. Ein Einblick auf den nachfolgend einsetzenden Versagensablauf soll hiermit gewährt werden. Dazu wird das kombinierte Versagen des Verbundes und des Ausbruchkegels in zwei autarke Modelle unterteilt und anschließend gekoppelt (siehe Abbildung 110).

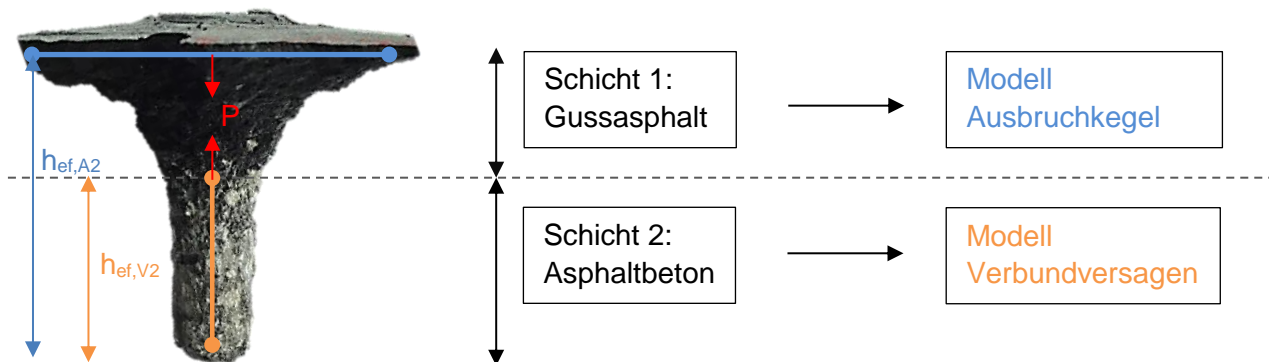


Abbildung 110: Zuordnung der analytischen Modellierung zu Versagensart und Asphaltsschicht mit zugehöriger Verankerungstiefe h_{ef}

Die Versagensart entspricht dabei der jeweiligen Asphaltsschicht. Das Gewinde der Schraube verläuft im Bereich des Verbundversagens. Um eine Berechnung des Kraft-Verschiebungsverhältnisses durchführen zu können, wird der Anteil der abgeleiteten Kraftanteile vorab dem Ausbruchkegel und Verbundversagen zugeordnet. Dazu sind die Versuche unter enger und weiter Abstützung vergleichend in Abbildung 111 dargestellt (siehe auch Kapitel 5.8 Anteil der Verbundkraft zur Bruchlast unter Axialzugbelastung). Die Versuche unter enger Abstützung zeigen lediglich das Verbundversagen, da sich ein Ausbruchkegel unter der engen Abstützung nahe der Asphaltsschraube nicht einstellen kann. Aufgrund der gleichartigen Steigung zu Beginn der Kurve wird die Steifigkeit beider Versuche als ebenso gleichartig angenommen. Die Differenz zur Bruchlast zeigt dabei den Anteil der Kraft, die über das Versagen des Verbundes oder den Ausbruchkegel übertragen wird (zugehörige Verankerungstiefen, siehe Abbildung 110).

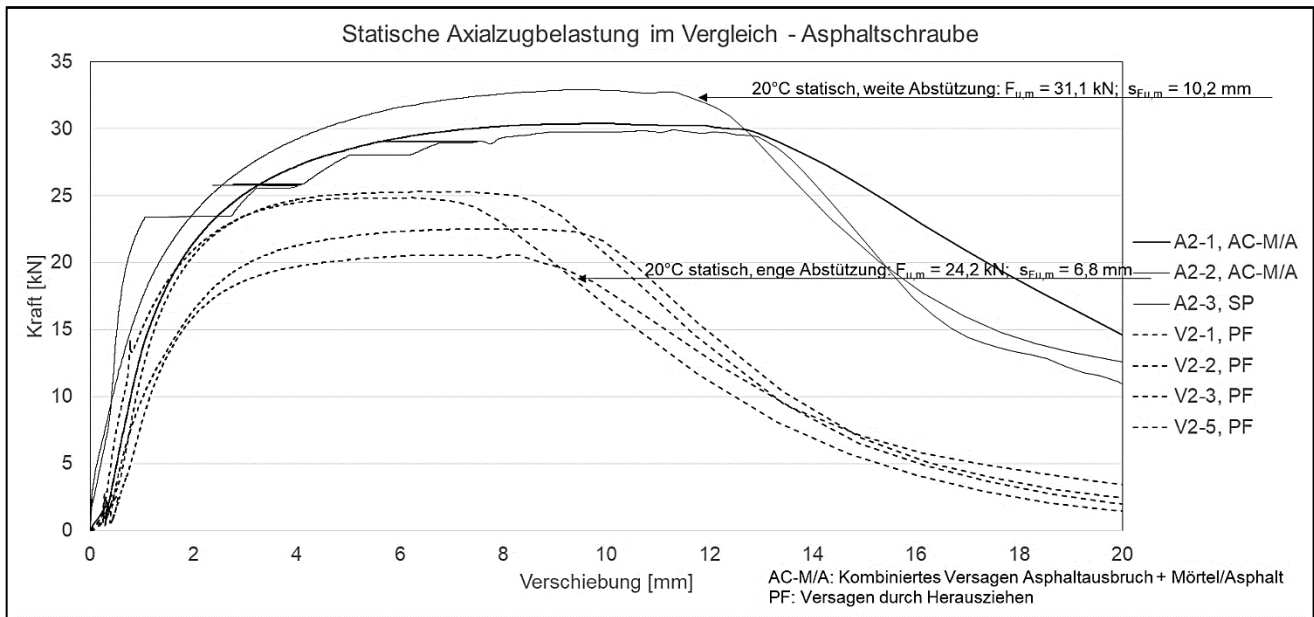


Abbildung 111: Anteil der Verbundkraft zur Bruchlast unter Axialzugbelastung

Der Anteil der über die Verbundkraft (Modell Verbundversagen, siehe Abbildung 111) übertragenen Last beträgt durchschnittlich ca. 78% der mittleren Bruchlast der Versuchsserie. Der Ausbruchkegel überträgt im Durchschnitt 22% der mittleren Gesamtlast. Zur analytischen Modellierung werden beide Bruchlastanteile getrennt für jedes der beiden Teilmodelle angesetzt.

Modell Verbundversagen

Das Modell zum Verbundversagen (siehe Abbildung 110) kann in Anlehnung an das Ausziehverhalten von Fasern aus Beton mithilfe des Ansatzes von CAGGIANO und MARTINELLI beschrieben werden [97]. Entlang des Schaftes gilt dabei für jedes betrachtete finite Element eine konstante Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung. Für die Gleichgewichtsbeziehung gilt daher nach [97], [98]:

$$\frac{d\sigma_f(z)}{dz} = -\frac{\tau(z)u_b}{A_s} = -\frac{4\tau(z)}{\varnothing_f} \quad (\text{für Kreisquerschnitte gilt: } u_b = 2\pi r; A_s = r^2\pi) \quad (6.18)$$

u_b	=	Verbundumfang	[mm]
A_s	=	Querschnittsfläche der Schraube	[mm ²]
$\sigma_f(z)$	=	axiale Stahlspannung	[N/mm ²]
$\tau(z)$	=	in der Versagensfläche übertragene Schubspannung	[N/mm ²]
\varnothing_f	=	Schaftdurchmesser	[mm]
dz	=	Größe des betrachteten finiten Elements	[mm]

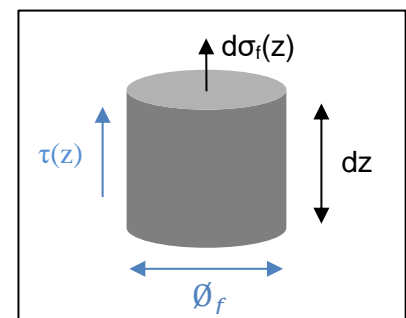


Abbildung 112: Finites Element

Dies bedeutet, dass die Änderung der Stahlspannung als Funktion der z-Koordinate für ein finites Element durch die vierfache negative Verbundspannung in Abhängigkeit vom Schaftdurchmesser gegeben ist. Die Injektionsmörtelschicht zwischen Schraubenschaft und Asphalt wird hierbei vernachlässigt und als Verbundspannung zwischen den beiden Schichten betrachtet. Während der Versuche unter Axialzugbelastung trat kein Stahlversagen auf. Für die axiale Stahlspannung als Funktion der Koordinate in z-Richtung gilt:

$$\sigma_f(z) = E_f \varepsilon = E_f \frac{du(z)}{dz} \quad (6.19)$$

E_f = Elastizitätsmodul der Schraube [N/mm²]

ε = zunehmende Axialdehnung

Dabei wird berücksichtigt, dass Dehnungen unter der mechanischen Beanspruchung der Schraube stattfinden, welche die Grenzflächenhaftung beeinflussen. Nachfolgende Abbildung 113 zeigt die schematische Darstellung der wirkenden Komponenten infolge Axialzugbelastung.

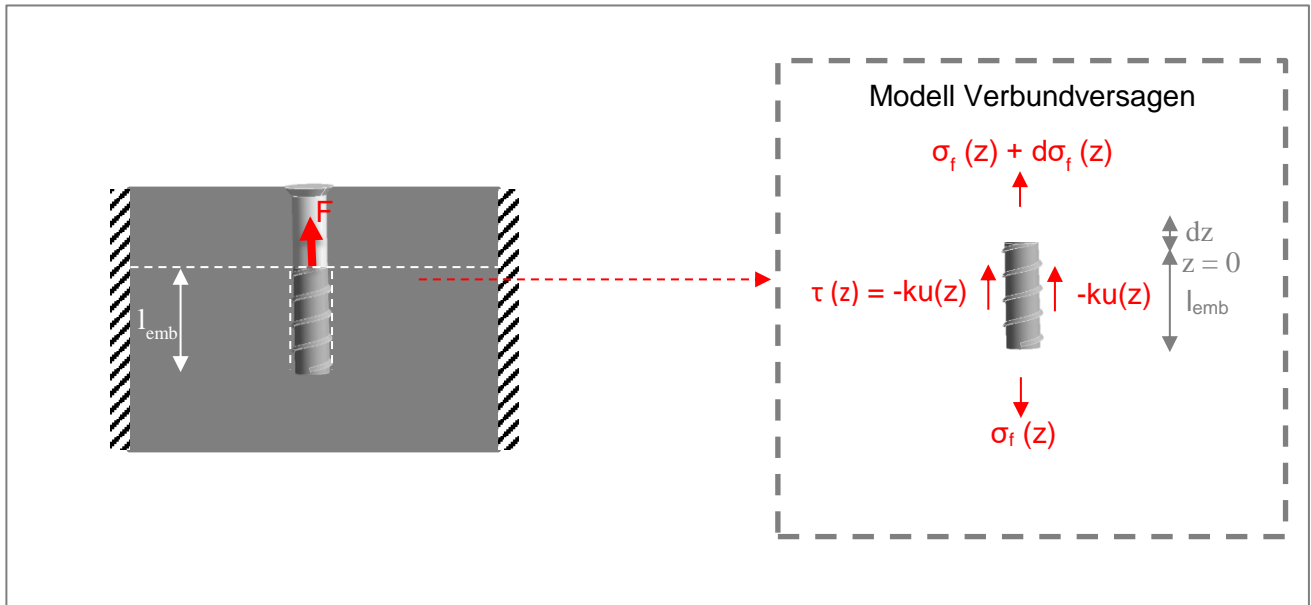


Abbildung 113: Modell Verbundversagen in Anlehnung an das Ausziehverhalten von Fasern aus Beton

Der Elastizitätsmodul der Schraube wurde mithilfe von Axialzugversuchen an der freien Schraubenprobe in Abhängigkeit vom sich einstellenden Versagensquerschnitt im Bereich des Innengewindes der Schraube bestimmt (siehe Anhang, Tabelle A 4). Die Verbundspannung kann mit dem Produkt aus der elastischen Steifigkeit k_E und der Verschiebung $u(z)$ in Beziehung gesetzt werden. Zur Berechnung der Relation zwischen der Kraft und der Verschiebung für das Modell zum Verbundversagen ergibt sich zusammenfassend:

$$\text{Gleichgewichtsbedingung: } \frac{d\sigma_f(z)}{dz} = -\frac{4\tau(z)}{\varnothing_f} \quad (6.20)$$

$$\text{Konstitutive Gleichung: } \sigma_f(z) = E_f \frac{du(z)}{dz} \quad (6.21)$$

$$\text{Daraus resultierende Differentialgleichung: } \frac{d^2u(z)}{dz^2} + \frac{4\tau(z)}{\varnothing_f E_f} = 0, \text{ dabei gilt: } \tau(z) = -k_E u(z) \quad (6.23, 6.22)$$

Nach Einsetzen der Gleichung 6.22 in 6.21 und Multiplikation der beiden Terme mit dem Kehrwert des Elastizitätsmoduls der Schraube ergibt sich nach [97] die Differentialgleichung bzw. Verträglichkeitsbedingung oder auch Kompatibilitätsbedingung des verschieblichen Verbundes zu:

$$\frac{d^2u(z)}{dz^2} + \frac{4\tau(z)}{\varnothing_f E_f} = 0 \quad (6.23)$$

Diese Differentialgleichung beschreibt die Verbindung zwischen Schraube und Asphalt, welche unter Betrachtung der Beziehung zwischen Verbundspannung und Produkt aus Steifigkeit und der Verschiebung aus Abbildung 113 integriert werden kann. Unter den relevanten Randbedingungen kann auf diese Weise die Verschiebung $u(z)$, die Schubspannung $\tau(z)$ und die Ausziehlasterlast (F) am Schraubenende bestimmt werden.

Durch Einsetzen der Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung $\tau(z) = -k_E u(z)$ und des Terms $[\frac{4k_E}{E_f \varnothing_f}]$ folgt:

$$\alpha_1 = 2 \left(\frac{k_E}{E_f \varnothing_f} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (6.24)$$

Die mittlere Steifigkeit k_E ergibt sich aus der Beziehung zwischen Verbundspannung und Verschiebung, berechnet anhand von 5 Versuchsergebnissen über die Mantelfläche des Verbundversagens (siehe Abbildung 114, Berechnung siehe Anhang, Tabelle A 4).

Es gilt dabei in Anlehnung an Gleichung 2.28: $\tau = \frac{F_{u,m}}{\pi \times 24 \text{ mm} \times l_{emb}} [\text{N/mm}^2]$. 24 mm entsprechen dabei dem Versagensdurchmesser entlang des Gewindeendes am Schraubenschaft. Die zu betrachtende Verankerungstiefe l_{emb} ist dabei die gesamte Verankerungstiefe h_{ef} exklusive der Tiefe des sich einstellenden Ausbruchkegels bei der betrachteten Temperatur.

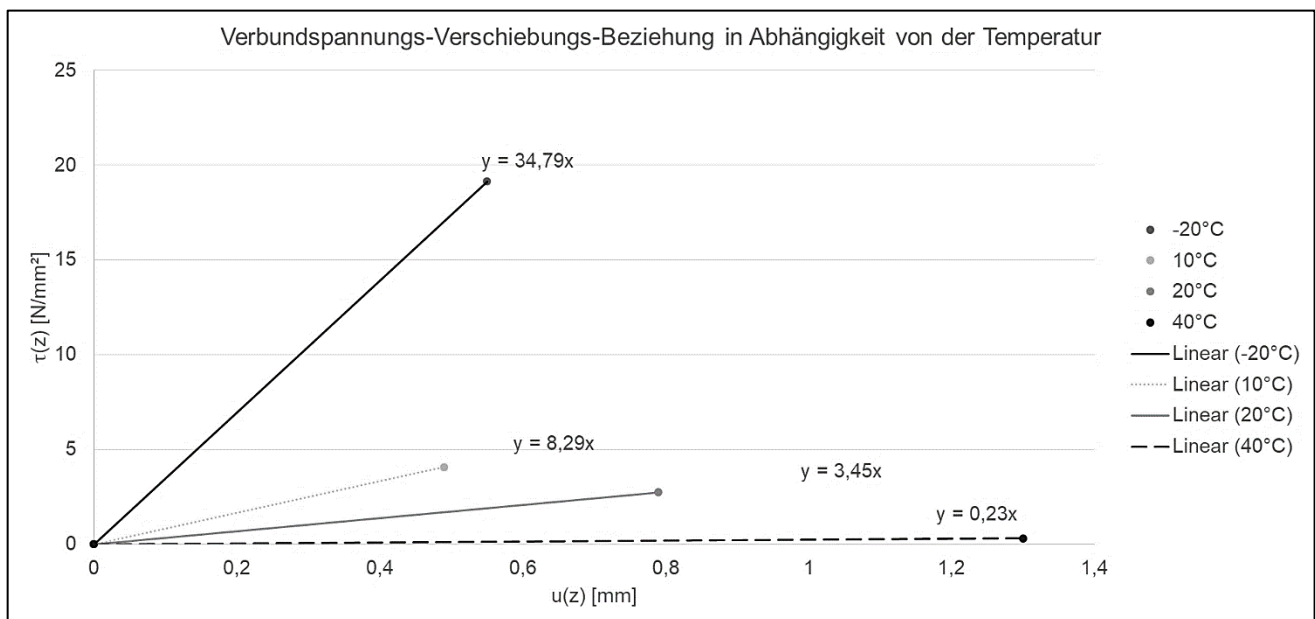


Abbildung 114: Bestimmung der Steifigkeit mithilfe der Verbundspannungsbeziehung

Weiterführend ergibt sich:

$$\frac{d^2 u(z)}{dz^2} - \alpha_1^2 u(z) = 0 \quad (6.25)$$

Mithilfe zweier unbekannter Integrationskoeffizienten A_1 und A_2 kann laut CAGGIANO und MATINELLI [97] die Bestimmung der Verschiebung in Abhängigkeit der z-Koordinate erfolgen:

$$u(z) = A_1 \sinh(\alpha_1 z) + A_2 \cosh(\alpha_1 z) \quad (6.26)$$

Die unbekannten Integrationskoeffizienten können mithilfe geeigneter Randbedingungen bestimmt werden. Die Konstanten A_1 und A_2 können mithilfe von sinnvollen Randbedingungen am

Schraubenende und Schraubenkopf bestimmt werden. Für die Berechnung des Kraft-Verschiebungsverhältnisses gilt:

$$F_i = \pi \alpha_1^{-1} \tanh(\alpha_1 l_{emb}) \emptyset_f k_E u \quad (6.27)$$

Eine bestmögliche Annäherung an die Versuchsergebnisse ergab $A_1, A_2 \neq 0$. Die verwendeten Konstanten und Berechnungsergebnisse sind im Anhang angegeben (Tabelle A 4 und Tabelle A 5). Da Verschiebungen an beiden Enden durch entsprechende Lagerung vorhanden sind, gilt $A_1, A_2 \neq 0$. Der Elastizitätsmodul des Stahls wurde dabei unter Beachtung des Versagensquerschnittes an der Asphaltschraube selbst bestimmt (Berechnung siehe Anhang Tabelle A 4). Nachfolgend ist der grafische Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen des Verbundversagens und dem analytischen Modell angegeben.

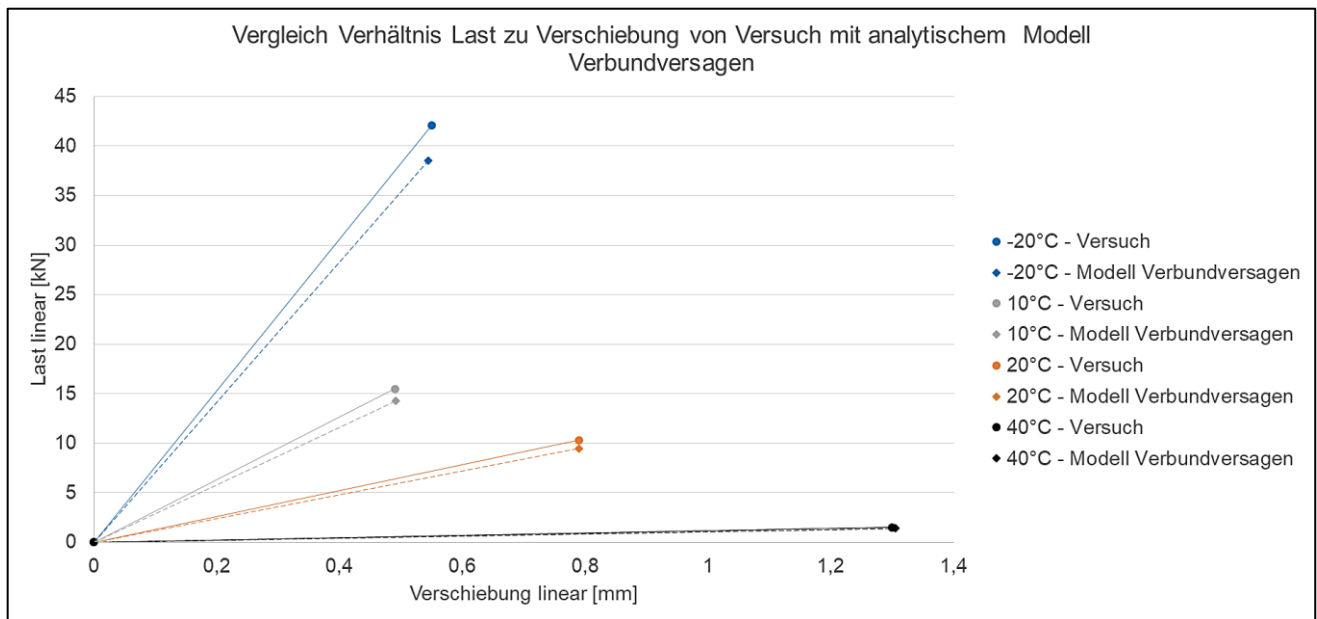


Abbildung 115: Vergleich Verhältnis Last zu Verschiebung von Versuch mit analytischem Modell Verbundversagen

Abbildung 115 zeigt eine gute Annäherung der vorgestellten Modellierung (Modell Verbundversagen) mit den Versuchsergebnissen.

Modell Ausbruchkegel

Mithilfe einer elastischen Bettung soll der Einflussbereich infolge Axialzugbelastung um den Schraubenschaft herum Rückschlüsse auf den sich nachfolgend einstellenden Ausbruchkegel geben. Um diese elastische Bettung zu modellieren, werden Federn in unendlich kleinem Abstand zueinander mit der Bettung nach WINKLER aus BECKER und GROSS [99] und HAHN [100] betrachtet:

$$\sigma = K \zeta \quad (6.28)$$

σ	=	Bodenspannung	[N/mm ²]
K	=	Winkler Konstante	[N/mm ³]
ζ	=	Verschiebung in Lastrichtung	[mm]

Die Spannung ist dabei proportional zur Verschiebung.

Die Tiefe des Ausbruchkegels wird zur Modellierung als Platte betrachtet. Es wird berechnet, in welchem Radius vom Schraubenschaft entfernt eine Verschiebung infolge Axialzugbelastung auftritt.

Diese physikalische Ersatzlänge, mit der dieser Abstand betrachtet werden kann, ist der Abklingkoeffizient λ (siehe nachfolgende Abbildung 116).

Für das Modell Ausbruchkegel wird wie zuvor für das Modell Verbundversagen der linear-elastische Anteil der Last-Verschiebungsfunktion betrachtet (siehe Abbildung 72).

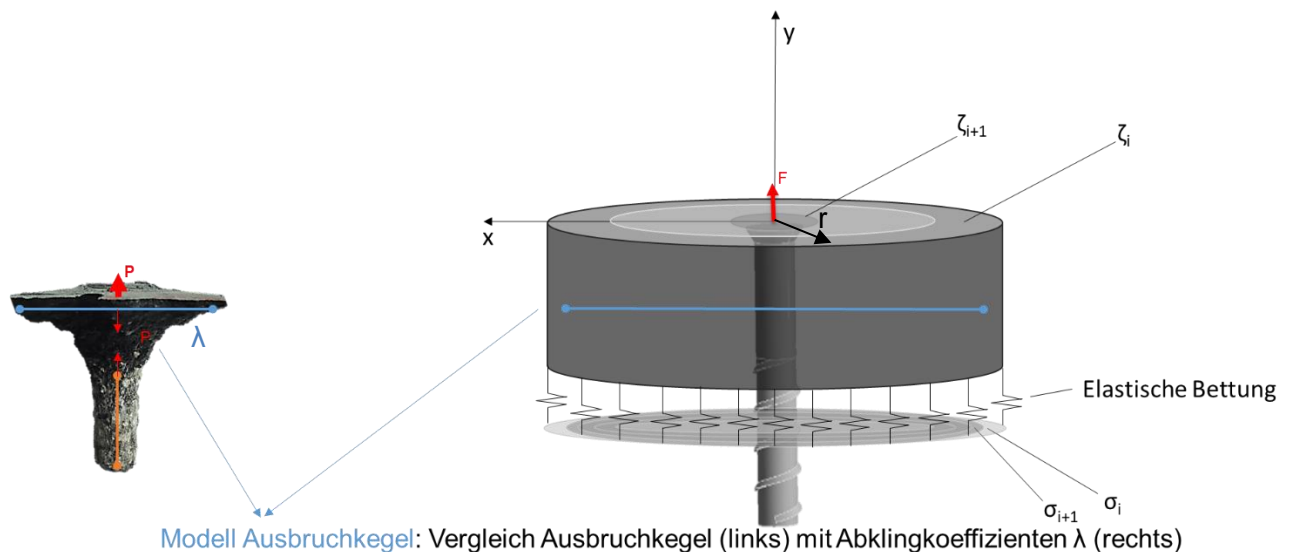


Abbildung 116: Elastische Bettung zur Betrachtung des nachfolgend sich einstellenden Ausbruchkegels

ζ zeigt dabei in Abbildung 116 die im Abstand zum Schraubenschaft im Radius x bis zum Plattenende auftretende Verschiebung in Lastrichtung. σ ist die im Radius x vom Schraubenschaft ausgehende Bodenspannung bis zum Plattenende. Der Radius r der Platte zeigt den Einflussbereich infolge Belastung.

Da die Versuche nach ETAG 001 bzw. EAD 330232-00-0601 [78] ohne einen Einfluss des Randabstands stattfanden und sich der Ausbruchkegel ungehindert einstellen kann, wird mithilfe der Annahme einer unendlich langen Platte nach BELLUZZI gerechnet [101].

Nachfolgend aufgezeigter Versuchsaufbau in Abbildung 117 zeigt den Einflussbereich eines Ausbruchkegels im Vergleich zum Probekörper.

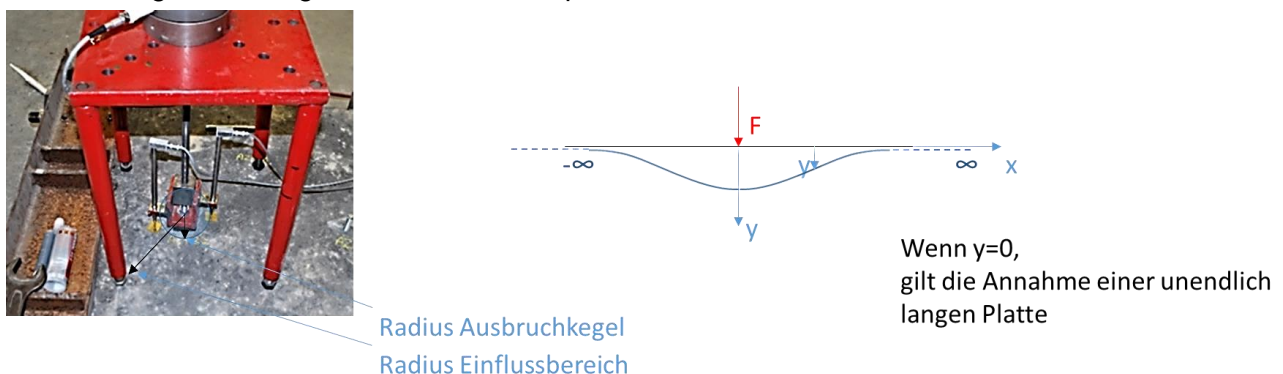


Abbildung 117: Annahme einer unendlich langen Platte in Anlehnung an HAHN [100]

Die Annahme einer unendlich langen Platte gilt als erwiesen, wenn die Spannung bzw. Verschiebung einen Nulldurchgang aufweist.

Zur Berechnung der Relation zwischen Kraft und Verschiebung gilt nach BELLUZZI [101] unter Einbeziehung der Betrachtungen von FÖPPL [102], TIMOSHENKO [103] und HERTZ [104]:

Abklingkoeffizient: $\lambda = \sqrt[4]{\frac{Es^3}{12(1-\nu^2)K}}$ nach HERTZ [104], $f = \frac{P}{8K\lambda^2}$, $x = \frac{r}{\lambda}$; $\zeta = z\lambda$

$$\text{Gleichgewichtsbedingung: } \frac{dt_r}{dr} + \frac{t_r}{r} = p \quad (6.29)$$

Konstitutive Gleichung nach Winkler: $\sigma = K\zeta$

Kinematik in radialer bzw. tangentialer Richtung nach FÖPPL [102], TIMOSHENKO [103]:

$$\varepsilon_r = \frac{z d\varphi}{dx}, \quad \varepsilon_t = \frac{z\varphi}{x} \quad (6.30)$$

$$\text{Resultierende Differentialgleichung: } B\left(\frac{d^4\zeta}{dr^4} + \frac{2}{r}\frac{d^3\zeta}{dr^3} - \frac{1}{r^2}\frac{d^2\zeta}{dr^2} + \frac{1}{r^3}\frac{d\zeta}{dr}\right) + K\zeta = P, \text{ mit } \varphi = -\frac{d\zeta}{dr} \quad (6.31)$$

Dabei gilt für die Steifigkeit der Platte nach BELLUZZI [101]:

$$B = \frac{Es^3}{12(1-\nu^2)} \quad (6.32)$$

Die Kinematik nach FÖPPL [102] beachtet mithilfe des infinitesimal kleinen Neigungswinkels den sinusförmigen Bogen durch eine Absenkung der Normalen zur elastischen Fläche infolge Belastung. Die Dehnung in radialer Richtung ergibt sich durch die Verlängerung der Faser unterhalb der Normalen (siehe Abbildung 118).

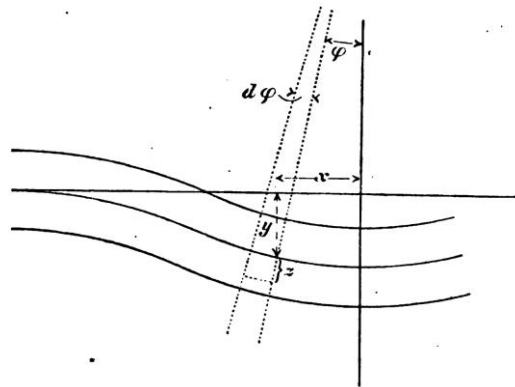


Abbildung 118: Biegung einer elastisch gebetteten Platte nach FÖPPL [102]

Die Berechnung mit dem Ansatz nach Belluzzi ergibt [101]: (6.33)

$$\begin{aligned} 10^6 z = & c_1(10^6 - 15625x^4 + 6,7817x^8 \dots) + c_2(10^6 x^2 - 1736x^6 + 0,2713x^{10} \dots) \\ & + c_3[(10^6 - 15625x^4 + 6,7817x^8 \dots)\log x + 23437,5x^4 - 14,129x^8 \dots] \\ & + c_4[(10^6 x^2 - 1736x^6 + 0,2713x^{10} \dots)\log x + 1447x^6 - 0,348x^{10} \dots] \end{aligned}$$

Die dabei zu bestimmenden Konstanten ergeben sich mithilfe der Randbedingung einer unendlich langen Platte zu:

$$c_1 = \pi c_4 = \frac{P}{8K\lambda^3}, \quad c_2 = -1,1159c_4, \quad c_3 = 0, \quad c_4 = \frac{P}{8\pi K\lambda^3} \quad (6.34)$$

Dabei wird die Platte als frei aufliegend betrachtet. Die Konstante c_4 ist dabei unabhängig von den Randbedingungen. Es gilt nach BELUZZI [101]:

$$x = \frac{r}{\lambda}; \quad \zeta = z\lambda$$

ζ : Verschiebung in Lastrichtung in Punkt i (i ist dabei in Abhängigkeit der z -Koordinate und des Abklingkoeffizienten die Verschiebung in Punkt x)

Der Abklingkoeffizient (in der Literatur auch oft als Ersatzlänge [1/s] angegeben) ergibt sich zu:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Es^3}{12(1-\nu^2)K}}$$

λ : Abklingkoeffizient [mm]

ν : Querkontraktionszahl [-]

K : Winkler Konstante [N/mm³] – $\rho = \frac{m}{V} = \frac{\gamma}{g}$; $\gamma = K$ nach Belluzzi

Die Winkler Konstante berechnet sich nach BELLUZZI aus der Dichte des Asphalts mit der oben angegebenen Gleichung. Für die maximale Verschiebung in Lastrichtung ergibt sich unter Beachtung des Kraft-Verschiebungsverhältnisses nun:

$$f = \frac{P}{8K\lambda^2} \quad (\text{P-f Verhältnis})$$

f : maximale Verschiebung in Plattenmitte [mm]

Der Vergleich zwischen den experimentell bestimmten Ausbruchkegeln und dem Abklingkoeffizient λ aus der analytischen Modellierung ist in Abbildung 119 angegeben.

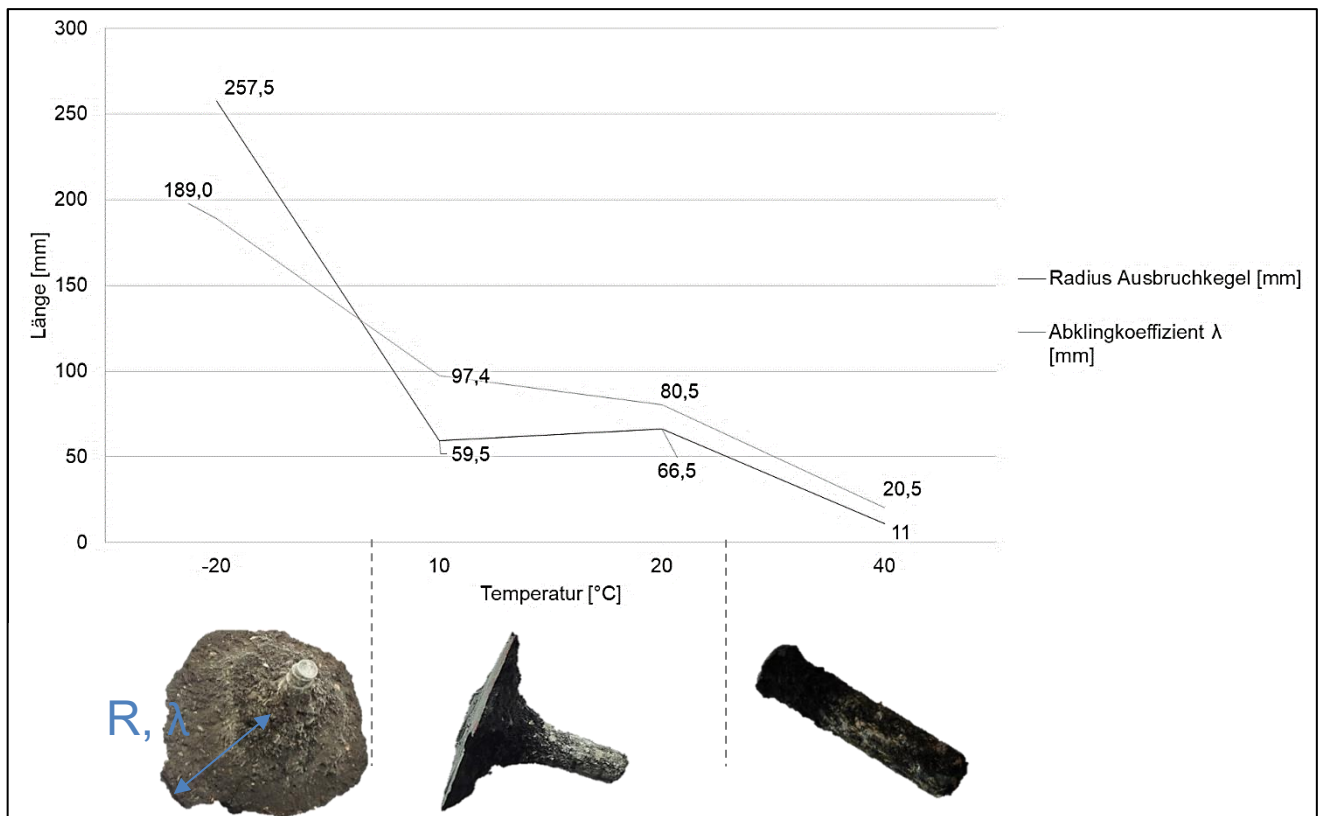


Abbildung 119: Vergleich Ausbruchkegel experimentell mit Abklingkoeffizient λ

Es ergibt sich die aufgezeigte Annäherung an die Versuchsergebnisse. Diese folgen aufgrund des temperaturabhängigen Verhaltens von Asphalt einer S-Funktion. Die Variable der Plattendicke s entspricht dabei der jeweiligen Ausbruchkegeltiefe aus den Versuchen. Die Tiefe des Ausbruchkegels hat ebenfalls einen nichtlinearen Einfluss auf die Funktion in Abbildung 119. Nachfolgend ist die Verschiebung experimentell mit den Ergebnissen aus dem Modell Ausbruchkegel im Vergleich dargestellt (siehe Abbildung 120).

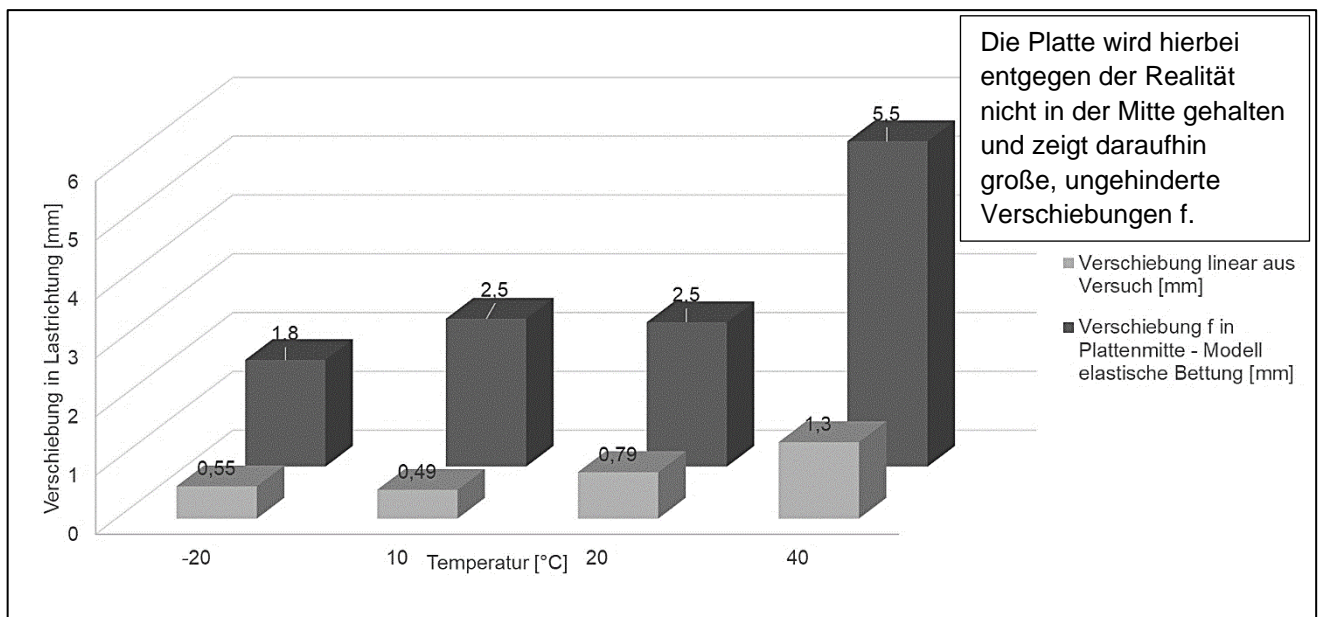


Abbildung 120: Vergleich Verschiebung experimentell mit der Absenkung aus dem Modell Ausbruchkegel

Je höher die Nichtlinearität des Asphalts infolge höherer Temperatur desto größer ist die Differenz zum experimentellen Ergebnis. Aufgrund der Annahme einer freien Verschiebung in der analytischen Modellierung sind die Ergebnisse f in Plattenmitte höher als in der experimentellen Untersuchung. Mithilfe des Ansatzes nach BELUZZI kann die Verschiebung ζ in x-Richtung angegeben werden.

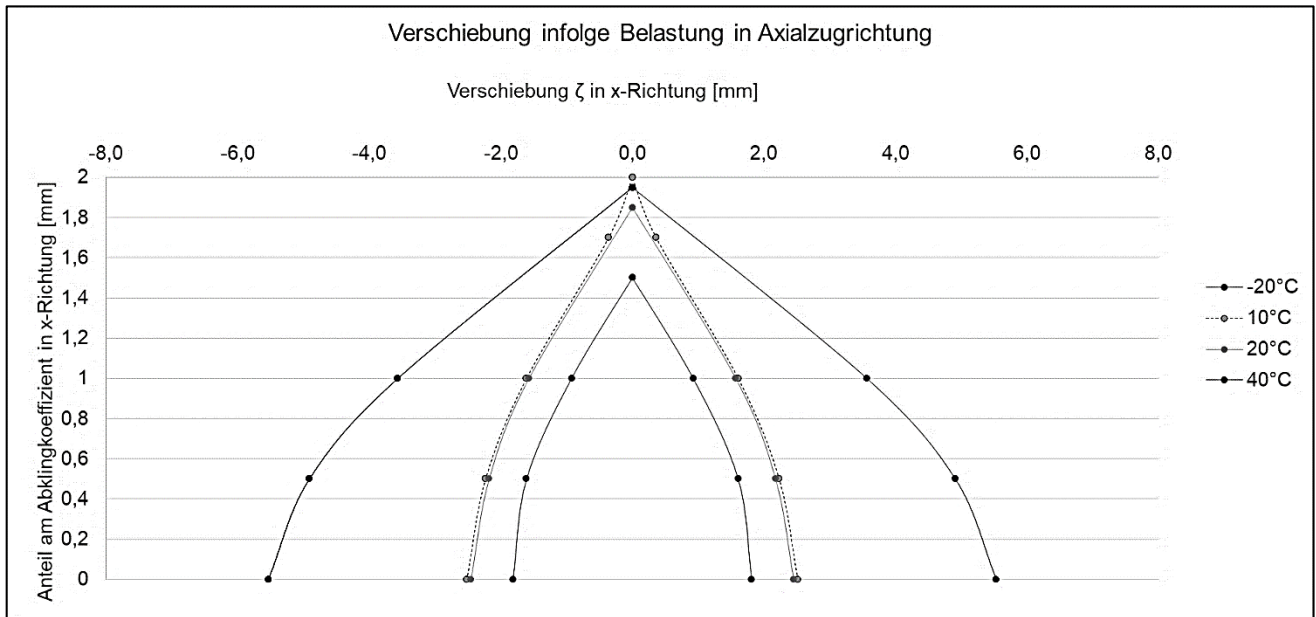


Abbildung 121: Verschiebung ζ in Lastrichtung

Der Nulldurchgang der Ergebnisse zeigt die Richtigkeit des hier verwendeten Ansatzes einer unendlichen Platte nach BELLUZZI [101]. Der Einfluss besteht maximal bis zum zweifachen Abklingkoeffizienten λ .

Nachfolgend ist in Abbildung 122 die durch die Federn übertragene Bodenspannung aufgezeigt.

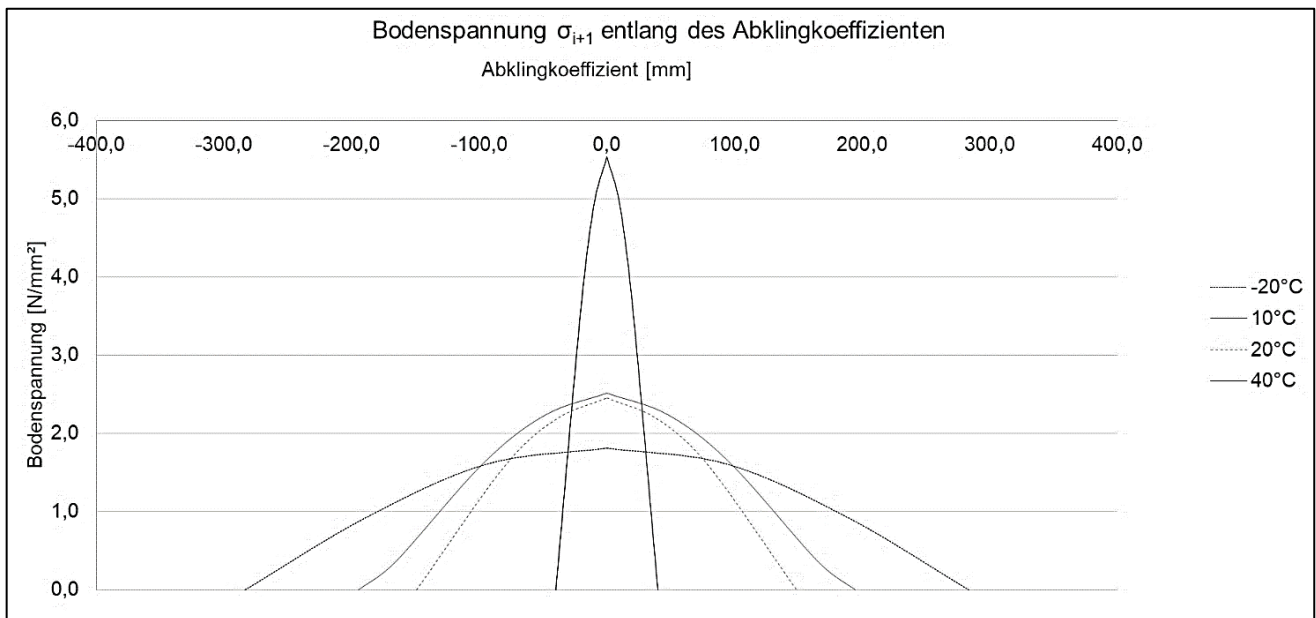


Abbildung 122: Bodenspannung σ entlang des Abklingkoeffizienten

Die Bodenspannung hat beim Erreichen des Abklingkoeffizienten einen Nulldurchgang, demnach ist dieser gewählte Ansatz einer unendlich langen Platte anwendbar. Die zu übertragende Spannung des Bodens wird in Lastrichtung betrachtet. Nachfolgend sind in Abbildung 123 das Moment, die Querkräfte und die Bodenspannung im Vergleich aufgezeigt.

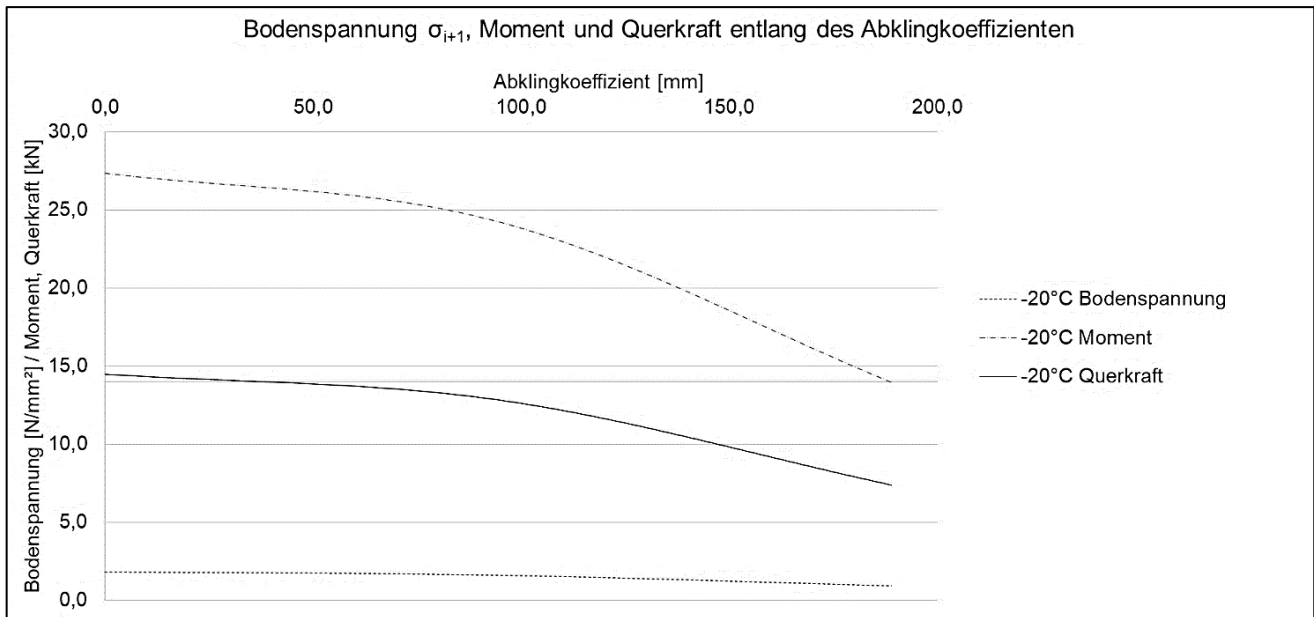


Abbildung 123: Bodenspannung σ_{i+1} , Moment und Querkraft entlang des Abklingkoeffizienten

Im Vergleich hat die Querkraft einen kleineren Anteil, das Moment im Punkt x entlang des Abklingkoeffizienten die größten Werte.

Das Ergebnis des Modells Ausbruchkegel ist nachfolgend in Abbildung 124 angegeben.

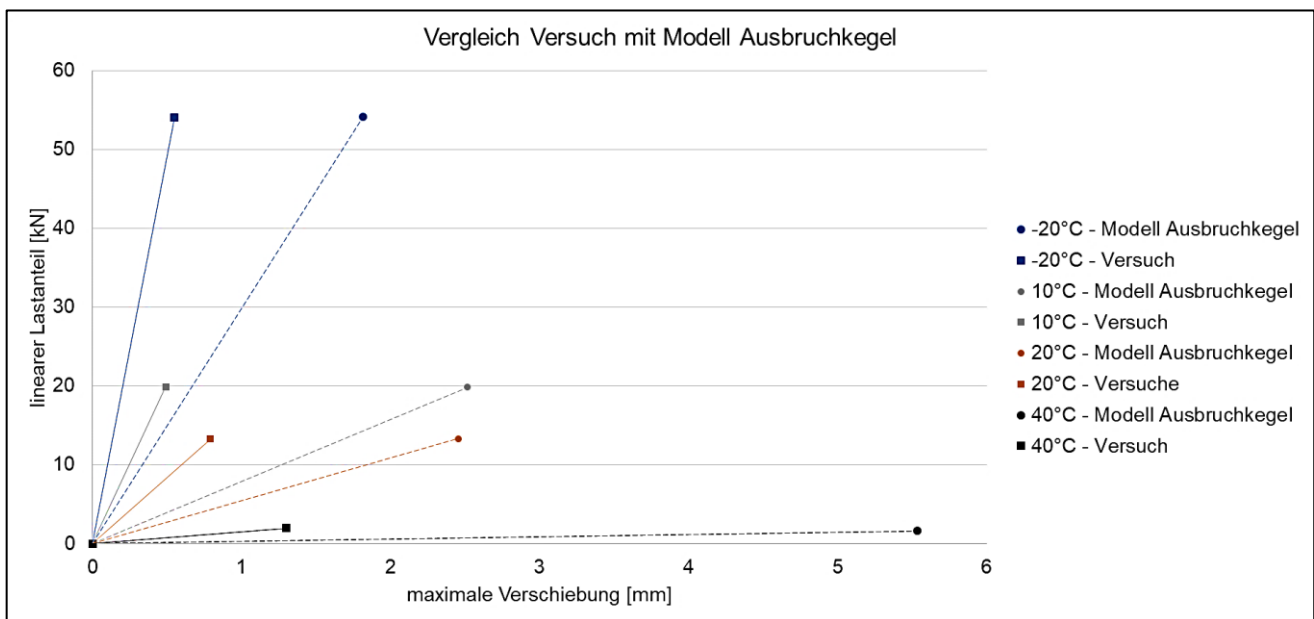


Abbildung 124: Vergleich Versuch mit Modell Ausbruchkegel

Das Ergebnis zeigt den Fall der ungehinderten Bewegung in Lastrichtung. Beide Modelle werden auf diese Weise separat betrachtet, ein Zusammenschluss der beiden Modelle begrenzt die Verschiebung der Platte. Dies entspricht dem kombinierten Versagensfall aus Ausbruchkegel und Verbundversagen und der Verbindung beider Versagensmechanismen durch die Schraube. Nachfolgend werden die beiden Modelle an dem Verbindungspunkt zwischen beiden Versagensfällen gekoppelt.

Kopplung Modell Verbundversagen und Modell Ausbruchkegel

Für die Kopplung beider Modelle wird mittels Parallelschaltung im Verbindungspunkt eine Ersatzfeder berechnet (siehe Abbildung 125).

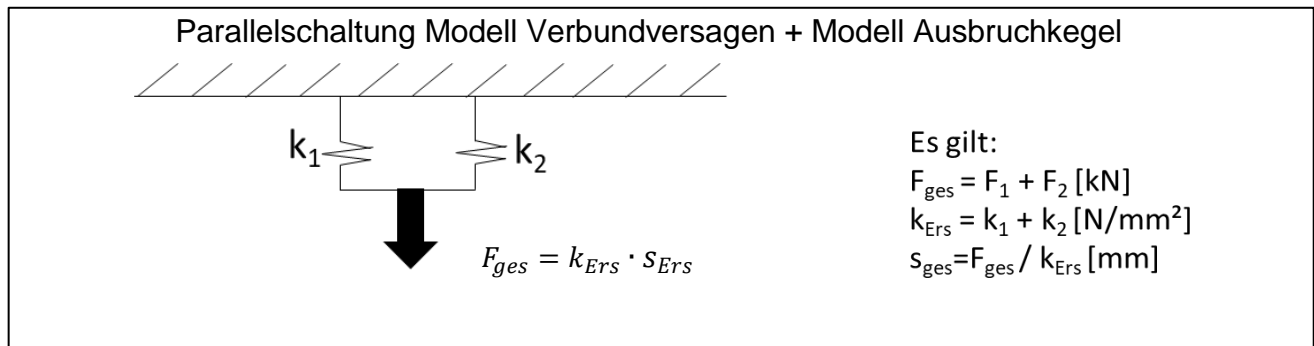


Abbildung 125: Parallelschaltung zur Kopplung beider Modelle

Die Steifigkeit der Ersatzfeder ergibt sich aus der Summe der beiden Einzelfedern. Das Ergebnis der Kopplung ist nachfolgend in Abbildung 126 angegeben.

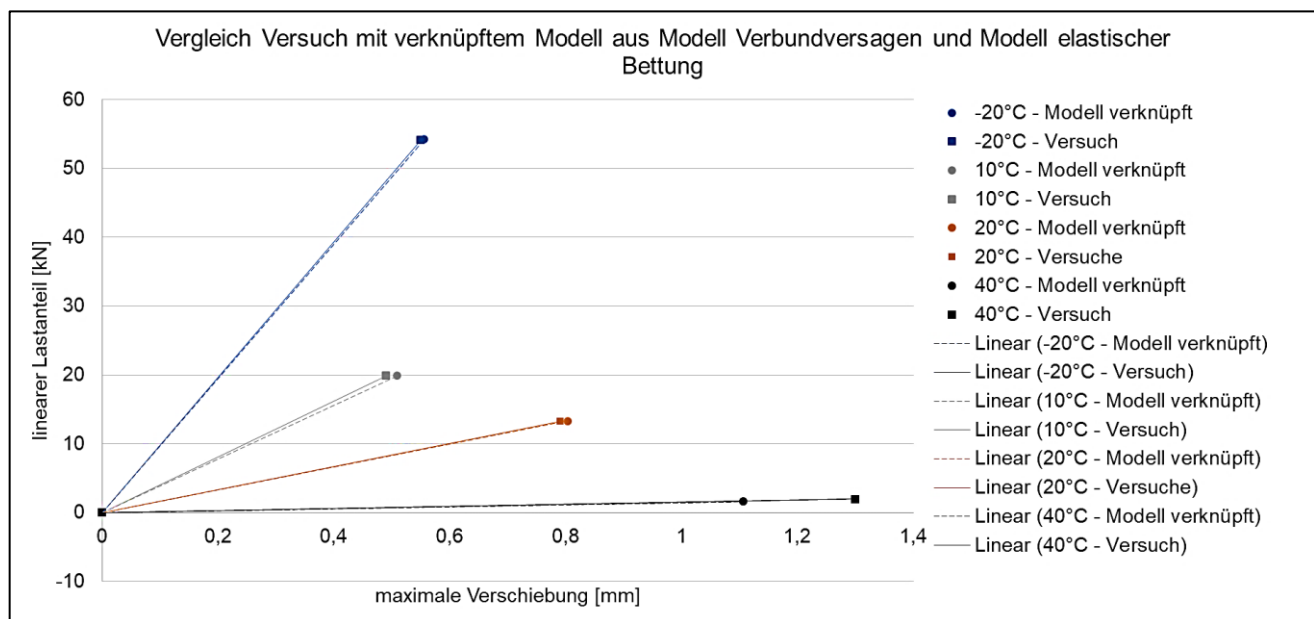


Abbildung 126: Vergleich Versuch mit verknüpftem Modell Verbundversagen und Modell Ausbruchkegel

Das Ergebnis zeigt eine gute Annäherung im gekoppelten Zustand beider Modelle im Vergleich mit den größeren Verschiebungen beim Modell Ausbruchkegel allein.

Vergleich des inneren Reibungswinkels mit dem Winkel des Ausbruchkegels aus den Versuchen

Mithilfe des Mohr-Coulombschen Bruchkriteriums soll nun abschließend der Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Normalspannung Rückschlüsse auf das Versagen liefern. Dazu gilt für das Schergesetz nach COULOMB aus [95]:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (6.35)$$

τ	=	Verbundspannung	[N/mm ²]
c	=	Kohäsion	[N/mm ²]
σ	=	Normalspannung	[N/mm ²]
φ	=	innerer Reibungswinkel	[°]

Für die Verbundspannung wurde das Ergebnis aus dem Modell Verbundversagen angesetzt, für die Normalspannung das Ergebnis in Plattenmitte nach BELLUZZI [101] (siehe Abbildung 127).

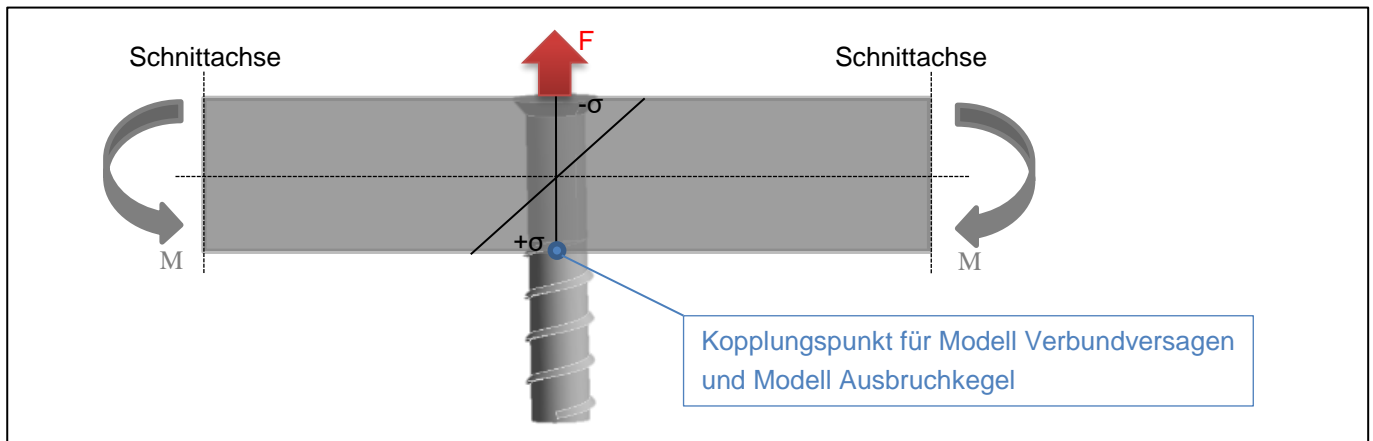


Abbildung 127: Darstellung der Normalspannung nach BELLUZZI [101] in Plattenmitte infolge Axialzugbelastung

Es gilt für die Spannung nach BELUZZI [101]:

$$\sigma_r = (1 + \nu) \frac{3P}{2\pi s^2} \log \frac{4R}{s} \quad (6.36)$$

Da Asphalt ein Material aus zwei Phasen ist und Adhäsion einen größeren Einfluss im Gegensatz zur Kohäsion hat, wird die Kohäsion vernachlässigt. Im Vergleich zu den gemessenen Winkeln der Ausbruchkegel zeigt sich nachfolgendes Ergebnis für den Winkel der inneren Reibung (siehe Abbildung 128).

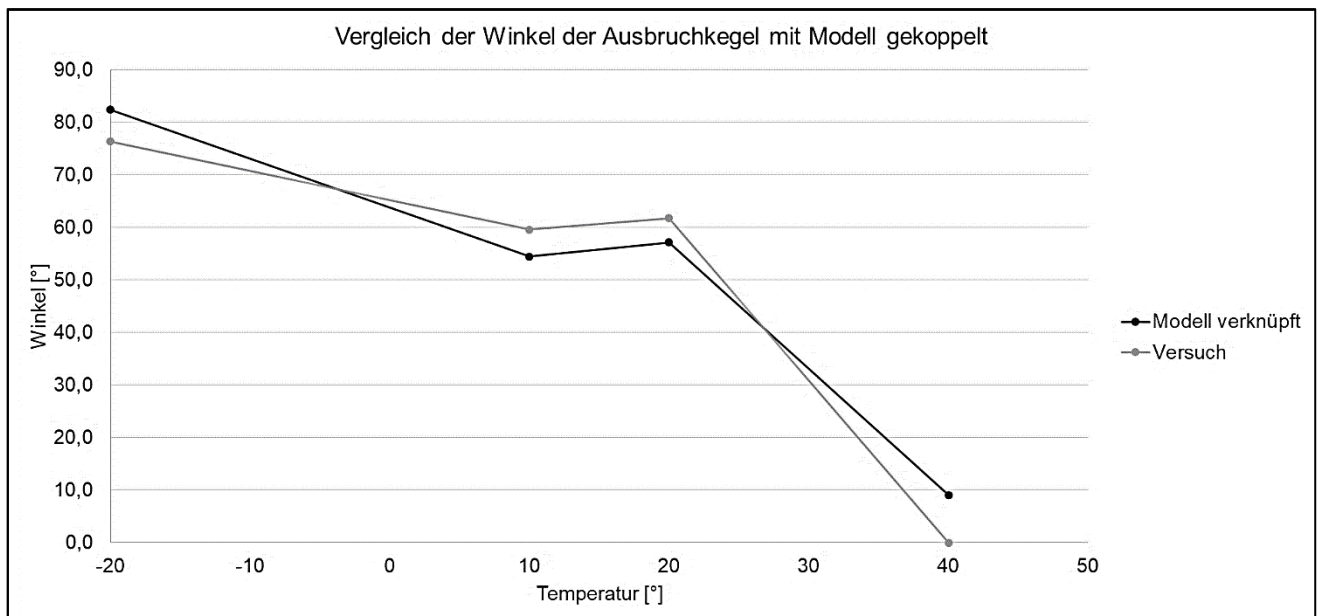


Abbildung 128: Vergleich der Winkel der Ausbruchkegel mit dem inneren Ausbruchkegel aus dem gekoppelten Modell 1+2

Wirkt eine Belastung auf einen Werkstoff, bricht dieser in Richtung des inneren Reibungswinkels. Die Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen gibt einen Hinweis auf den später im nichtlinearen Teil der Funktion eintretenden Ausbruchkegel. Dieser Winkel ist bereits im linearen Anteil der Funktion zu erkennen. Dies lässt darauf schließen, dass sich an jedem Gewinde in Lastrichtung der gleiche Winkel infolge Axialzug einstellt. Lediglich am oberen Gewindengang bzw. der steiferen Deckschicht bricht der Kegel heraus.

Alle Berechnungen und dazugehörigen Ergebnisse sind im Anhang Tabelle A 6 und Tabelle A 7 angegeben.

6.6. Erkenntnisse und Ausblick

- Der Nulldurchgang der Ergebnisse aus dem Modell Ausbruchkegel zeigt den richtigen Ansatz einer unendlich langen Platte nach BELLUZZI [101].
- Je höher die Steifigkeit, desto genauer sind die mit dem Modell Ausbruchkegel berechneten Verschiebungen f .
- Die Kopplung beider Modelle (Modell Verbundversagen und Modell Ausbruchkegel) durch eine Parallelschaltung nähert die Ergebnisse denen der Versuche an.
- Die Ausbruchkegel sind mithilfe des analytischen Modells sichtbar.
- Eine Übereinstimmung der Ersatzlänge λ mit den Ausbruchkegeln wird deutlich.
- Der innere Reibungswinkel bildet den Winkel des Ausbruchkegels ab.

Als Ausblick kann weiterführend eine Modellierung für den nichtlinearen Funktionsverlauf erfolgen und somit eine Übertragbarkeit dieses Modells auf andere Werkstoff- bzw. Befestigungsarten möglich werden. Der Anteil der linearen Last an der Bruchlast liegt zwischen ca. 70% bei -20°C und 15% bei 40°C. Mithilfe der FEM im nachfolgenden Kapitel 7 soll nun der fehlende Anteil der Last-Verschiebungskurve untersucht werden.

7. Finite-Elemente-Methode zur vertiefenden Analyse des Tragverhaltens unter Axialzugbelastung

7.1. Finite-Elemente-Berechnung

Um weiterführende Erkenntnisse zu den Spannungsverläufen bzw. Verformungen infolge Axialzugbelastung zu erlangen, wird eine Analyse mittels der Finite-Elemente-Methode angestrebt. Aufgrund von Stahlbruch der Schraube im Verlauf der Schrägzug- und Querkzugversuche, also keinem reinen Asphaltversagen, können diese Zugrichtungen nicht durch die vorliegenden Modelle abgebildet werden. Für die Axialzugversuche ist daher eine genauere Analyse mittels Finite-Elemente-Methode (kurz FEM) notwendig. Dafür werden komplexe Geometrien in kleine Volumina (endliche bzw. „finite Elemente“) aufgeteilt, um sie gezielt zu betrachten und an Ihnen näherungsweise Berechnungen für das Gesamtvolumen durchzuführen. Diese Elemente entsprechen infinitesimal kleinen Volumenteilchen, welche möglichst einfache Geometrien darstellen (beispielsweise Tetraederelemente). Vereinigt bilden sie die sogenannte Vernetzung der zu betrachtenden Problematik. An diesen vergleichsweise einfachen Geometrien lassen sich mithilfe von Differentialgleichungen Verhaltensweisen infolge Belastungen darstellen. Beschreiben sollen die angewandten Differentialgleichungen demzufolge das Materialverhalten, also die Reaktion des Materials unter Belastung oder auch beispielsweise Erwärmung bzw. Abkühlung. Komplexe Systeme können so über die Summe aller einzelnen Elemente berechnet werden. So werden ortsabhängige Zustände jedes Elements berechnet, wie beispielsweise Verformungen oder Spannungen im Zuge einer Belastung. Richtungen der Werte hängen dabei vom betrachteten Koordinatensystem ab. Jedes Element ist an seinen Knotenpunkten mit einem Nachbarelement verbunden. Die Ableitung der Gleichung in gewünschter Koordinatenrichtung ergibt Dehnungen oder Spannungen aus den Verschiebungen jedes Knotens. Ist die Verschiebung bekannt, kann durch Differenzierung bzw. Ableitung die Dehnung ermittelt werden. [105], [106], [91]

Es gilt nach [107]:

$$\varepsilon = \frac{du}{dx} \quad (7.1)$$

Berechnet werden kann dann die Dehnung über das Verhältnis eines infinitesimal kleinen Elementes in deformiertem Zustand zum nicht deformierten Zustand an der Stelle x . Dementsprechend durch die Ableitung der Koordinate der Verschiebung u in x -Richtung. Die Lösung des gesamten betrachteten Systems ergibt sich nun durch die Summierung der Ergebnisse aller Elemente in relevanter Koordinatenrichtung.

Um strukturmechanische Problematiken zu behandeln, gilt es folgende Differentialgleichung zu lösen [108]:

$$m \cdot \frac{d^2u}{dt^2} + c \cdot \frac{du}{dt} + k \cdot \frac{du}{dx} = F(t) \quad (7.2)$$

m = Masse

c = Dämpfungskraft

k = Steifigkeit des Systems

$F(t)$ = zeitlich veränderliche Belastung

Diese Differentialgleichung kann auch als Kräftegleichgewicht wie folgt beschrieben werden:

$$M \cdot \ddot{x}(t) + C \dot{x}(t) + K \cdot x(t) = F(t) \quad (7.3)$$

Die einzelnen Komponenten der Differentialgleichung sind der Reihenfolge nach den Trägheitskräften (Masse m x Beschleunigung, Ableitung der Geschwindigkeit nach der Zeit), den Dämpfungskräften (Dämpfung c x Geschwindigkeit, Ableitung der Verschiebung nach der Zeit) und der Steifigkeit (Steifigkeit k x Verschiebung u) zuzuordnen. Bei der Herleitung der Differentialgleichung sind das Materialverhalten, die Randbedingungen, wie z. B. die Geometrie und der zu betrachtende Querschnitt, zu berücksichtigen [108].

Für die Differentialgleichungen gibt es verschiedene numerische Methoden bzw. Lösungsverfahren zur Berechnung. An den finiten Elementen sind diese Ansätze weitaus einfacher anzuwenden. Mittels algebraischer Gleichungssysteme können nun die Differentialgleichungen gelöst und auf ein reales Problem angewendet werden. Zur Berechnung von Verformungen wird dann jedes Element über die Gleichungen jedes Knotens beschrieben. Vereinfacht geschieht dies je nach Element vereinfacht über die Federgleichung jedes Knotens. Für die statischen Versuche ist diese Annäherung hinreichend. Die Kraft steht dabei in einer linearen Beziehung zur Verformung. [109], [107], [106]

$$F = K \cdot u \quad (7.4)$$

F	=	Kraft	[kN]
K	=	Steifigkeit des Systems	[N/m]
u	=	Verschiebung	[mm]

Die in 7.4 beschriebene Gleichung beinhaltet nicht die Dämpfung und Masse der in Gleichung 7.2 und 7.3 beschriebenen Anteile. Über ein Matrixgleichungssystem können demnach für jeden Knoten die zugehörigen Verschiebungen in Richtung x, y und z ermittelt werden. Es ergibt sich daher [109]:

$$\begin{bmatrix} \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} u_{y1} \\ \Phi_{z1} \\ \cdot \\ u_{yi} \\ \Phi_{zi} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \end{Bmatrix} \quad (7.5)$$

$$[K] \cdot \{u\} = \{F\}$$

Φ = Verdrehung um die jeweilige Achse

Die sogenannte Steifigkeitsmatrix $[K]$ ergibt sich aus den Werkstoffdaten und aus der Geometrie des zu untersuchenden Systems. Knotenverschiebungen können mit dem Knotenverschiebungsvektor $\{u\}$ dargestellt werden. Diese können in alle Richtungen x, y und z auftreten. Daher sind für jeden Knoten die Verschiebungen u_x , u_y und u_z sowie die Verdrehungen um die Achsen Φ_x , Φ_y , Φ_z zu bestimmen. Der Lastvektor $\{F\}$ wird dann für die auftretende Belastung dargestellt. Verschiebungen eines jeden Knotens ergeben sich dann aus Kraft dividiert durch Steifigkeit (siehe Gleichung 7.5). Die Verschiebungen eines Elementes bzw. der Knoten eines Elementes sind ebenfalls linear beschreibbar.

Um Verformungen, Abmessungen bzw. Geometrien und Werkstoffverhalten zu vereinen, müssen Differenzialgleichungen zur Beschreibung von Abhängigkeiten herangezogen werden. Das angesetzte Materialverhalten, wie das Gesetz nach HOOKE, ergibt über die Beziehung $\sigma = E\varepsilon$ (Gleichung 2.1) die Spannung für jedes Element. Dazu wird, wie bereits beschrieben, die abgeleitete Verschiebung bzw. Dehnung eingesetzt. [106], [109]

Dreidimensionale Modelle sind in jede Dimension zu berechnen, die Gleichungssysteme werden entsprechend lang. Materialgesetze, wie das Gesetz nach HOOKE, können nun die Spannungen für jedes Element liefern. Unter Betrachtung des aufgezeigten Berechnungsvorgangs wird deutlich, warum es wichtig ist, mit möglichst kleinen Elementen unter Beachtung der Computerkapazität zu arbeiten. Je kleiner die Elemente sind, desto genauer ist das Ergebnis für den betrachteten Punkt. Zur Beschreibung von linear-elastischem Materialverhalten infolge einer Belastung können nun für ein Scheibenelement die Grundgleichungen der Finiten-Elemente-Methode aufgezeigt werden. Für jeden Knotenpunkt gilt es die Koordinatenänderung infolge Belastung über Integration in die betrachtete Koordinatenrichtung zu berechnen. Mithilfe der Gleichung 7.1 ergibt sich [91]:

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u \\ v \\ w \end{bmatrix} = D \cdot u \quad (7.6)$$

Diese kinematische Beziehung verbindet Verschiebungen von Knotenpunkten mit ihren Verzerrungen. Wird nun das linear-elastische Gesetz nach HOOKE (Gleichung 2.1) unter Beachtung des Schubmoduls nach Gleichung 6.3 implementiert, kann nun eine Matrix mit linear-elastischem Materialverhalten beschrieben werden. Dies stellt nun eine konstitutive Beziehung zwischen Verzerrungen und Spannungen unter linear-elastischem Verhalten dar [91].

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} \quad (7.7)$$

Aufgebrachte Belastungen können nun über Gleichgewichtsbedingungen für jedes Element betrachtet werden. Für die Gleichgewichtsbedingung des ebenen Spannungszustands infolge Belastung gilt:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} p_x \\ p_y \\ p_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (7.8)$$

Mithilfe des Programms ANSYS soll es gelingen, diese beschriebenen und unbekannten Größen zu untersuchen. Dies soll helfen den vorangehend beschriebenen und modellierten Versagensablauf zu validieren und zu bestätigen. In dieser Arbeit soll für den komplexen Werkstoff Asphalt ein Ansatz für eine Modellierung erarbeitet werden, um grundlegende und vertiefende Kenntnisse zum Versagensablauf und den Spannungsverlauf infolge dessen zu erlangen. Der Einfluss der Temperatur auf das Tragverhalten bzw. die Verbundfestigkeit und den sich einstellenden Ausbruchkegel liegt dabei im Fokus. Dazu wurden sowohl Verschiebungen und auch Spannungsverteilungen in der Fläche der gemessenen Ausbruchkegel herangezogen. Es wurden Spannungspfade entlang der sich einstellenden Bruchflächen modelliert. Das kombinierte Versagen infolge Ausbruch und Herausziehen kann mithilfe dieser Pfade entlang des Schaftes und des aus den Versuchen gemessenen Ausbruchkegels genauer analysiert werden. Dies soll zur Validierung des in Kapitel 5.8 dargestellten Versagensablauf herangezogen werden. Für die genauere Betrachtung der sich einstellenden Normal- und Schubspannung wird folgendes Koordinatensystem zur richtigen Ausgabe der Ergebnisse herangezogen.

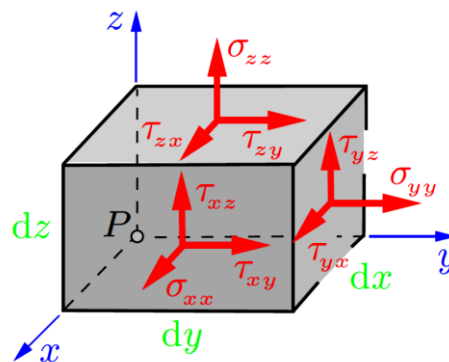


Abbildung 129: Infinitesimal kleines Volumenelement – Zusammenhang von Spannungsrichtungen aus [107]

Mithilfe der Betrachtung dieses Koordinatensystems entlang der Bruchfläche am Schaft der Schraube (siehe Abbildung 130, rot markierte zylindrische Versagensfläche), können nun die gewünschten Spannungen in Abhängigkeit von der richtigen Koordinatenrichtung betrachtet werden. Die zur Analyse zu betrachtenden Normalspannungen σ infolge der aufgebrachten Kraft F werden daher in x-Richtung betrachtet, Schubspannungen τ in yx-Richtung. Entlang des sich einstellenden Ausbruchkegels sind die Hauptspannungen zu betrachten. Diese setzen sich aus Spannungsanteilen zusammen. Die dargestellte Beschreibung der FEM ist den Quellen [107], [106], [109], [91], [110] und [105] entnommen.

7.2. Geometrie und Diskretisierung

Eingelesen wurden die mit dem Zeichenprogramm AutoCAD [111] erstellten Geometrien von einer Asphaltschraube exklusive Injektionsmörtel und einem Asphaltaufbau aus drei Schichten mithilfe von SAT-Dateien. Das Einlesen erfolgt in den DesignModeler von Ansys Workbench. Die Ansys Academic Research Lizenz entspricht der Ansys Version 17.0 [58]. Zur Festlegung eines Modells müssen für die Simulation zunächst einige Überlegungen erfolgen. Es ist eine Balance zwischen Rechenkapazität und Vereinfachung zu finden, welche keine bedeutenden Ungenauigkeiten für das Modell nach sich ziehen. So müssen Überlegungen zur Geometriedarstellung erfolgen und analysiert werden, ob

Vereinfachungen das Ergebnis beeinflussen. Darauf folgend ist eine möglichst einfache Geometrie des Elementes festzulegen. Auf die gleiche Weise erfolgt die zu verwirklichende Vernetzung, um das Gesamtsystem betrachten zu können.

Einen wesentlichen Anteil der Simulation stellt das Materialmodell dar. Standardmaterialien sind in den Datenbanken von FEM Programmen zu finden. Asphalt ist hier allerdings aufgrund seines komplexen Werkstoffverhaltens noch nicht abgebildet und muss neu modelliert werden. Zuletzt ist der richtige Analysetyp (Statik, Dynamik) zu wählen, um das Ergebnis möglichst genau berechnen zu können.

Wird das in AutoCAD erstellte Modell in Ansys Workbench implementiert, müssen zunächst die Randbedingungen und Einheiten des Systems festgelegt werden. Dazu wird der Kontaktbereich zwischen Schraube und Asphalt (ohne die Betrachtung des Injektionsmörtels) mittels eines Verbundes festgelegt. Dazu werden Verbundelemente angewandt (näheres siehe Kapitel 7.3.2). Der Vergleich zwischen nachträglich eingemörtelten und einbetonierten Dübeln hat laut GUNKEL ET AL. gezeigt, dass kein Einfluss auf den sich einstellenden Ausbruchkegel und die zu erwartende Lasthöhe besteht [112]. Für die Berechnungen mittels FEM wurde daher der Injektionsmörtel vernachlässigt. Der Kontakt zwischen Asphalt und Schraube wird folglich als Verbund angesetzt. Dabei entspricht der Kontaktkörper der Asphaltschraube und der Zielkörper dem Asphalt. Die genaue Beschreibung der verwendeten Elemente für Kontaktbereiche ist nachfolgend in diesem Kapitel beschrieben. Die genauen Randbedingungen sind durch die jeweiligen Beschreibungen von Modell 1 bis 3 in Kapitel 7.3 und 7.4 gegeben. Alle implementierten Spannungs-Dehnungslinien werden in Anlehnung an die Literatur auf die Versagensfläche bezogen (siehe Kapitel 2.5.3). Dies ist nach COOK ET AL. in: ELIGEHAUSEN und MALLEÉ zulässig [11, S.167-188].

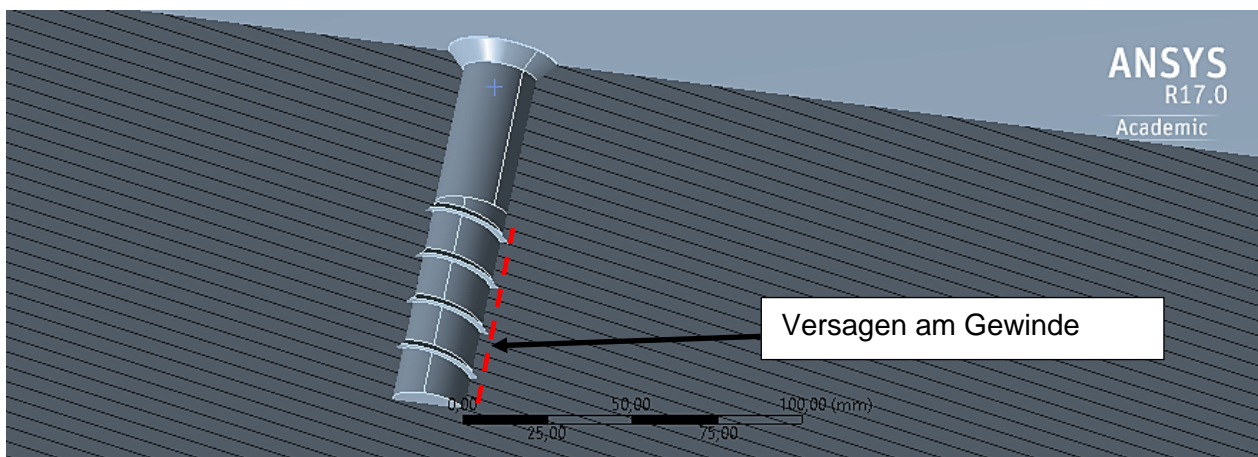


Abbildung 130: Nahaufnahme des Versagensbereiches zwischen Asphalt und Schraube aus den durchgeführten Versuchen

Im nächsten Schritt ist es notwendig, die erforderliche Netzmodellierung festzulegen. Dazu wird entlang der in Abbildung 131 dargestellten Kontaktmodellierung eine Verfeinerung des Netzes über den Befehl Kontaktelementgröße implementiert. Eine unveränderliche und gut konvergierende Lösung durch eine möglichst genaue Vernetzung stellt sich mit 2 mm dicken Kontaktelementen ein. Zusätzlich zu dem verfeinerten Netz im Kontaktbereich ist ebenfalls die Elementgröße innerhalb eines Einflussbereiches verfeinert worden (siehe Abbildung 131, links).

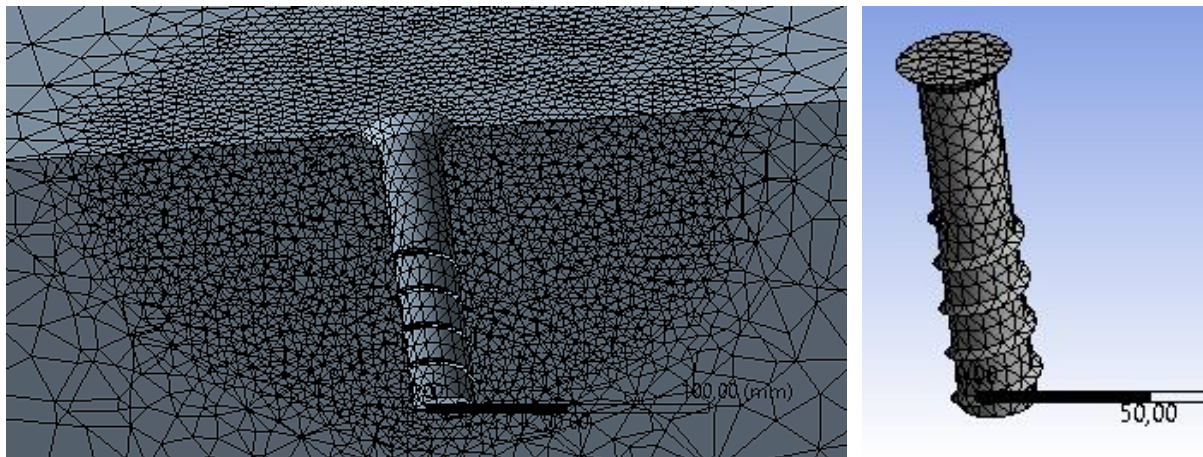


Abbildung 131: Links: 3D-Netzmodellierung für Asphalt mit Einflussbereich; Rechts: Elementvernetzung der Schraube

Der festgelegte Einflussbereich orientiert sich an gemessenen Ausbruchkegeln in Abhängigkeit von der Temperatur. Für die Vernetzung kamen Tetraederelemente zum Einsatz (siehe Abbildung 132). Um die Befestigung herum führt eine feinere Vernetzung innerhalb eines Bereichsradius von 110 mm für 20°C zur genaueren Betrachtung der Spannungsverteilung im Bereich des sich einstellenden Ausbruchkegels (Asphaltausbruchkegel siehe Abbildung 47). Dieser Relevanzbereich und auch die Kontaktelemente zwischen Schraube und Asphalt sind auf 2 mm Dicke festgelegt. Für die Vernetzung wurden Tetraederelemente gewählt. Die Simulation wurde zum gemittelten Zeitpunkt der aus den jeweils fünf Versuchen bestimmten Zeitspanne bis zum Bruch gestoppt. Die aus den Versuchen gemessenen und gemittelten Abmessungen der Ausbruchkegel stellen dabei die Pfade der Schnittpunkte in der Simulation dar. Diese Pfade sind genauer zu betrachten. In diesem Bereich wurde eine erhöhte Vernetzung zur genaueren Betrachtung realisiert.

Für Simulationen können Vereinfachungen festgelegt werden, wie beispielsweise rotationssymmetrische Reduzierungen aufgrund von vorliegenden Symmetrien. In der Befestigungstechnik werden oft Gewindesteigungen vernachlässigt und Gewinde ohne Steigung modelliert [61]. Da für Asphaltbefestigungen ein Einfluss nicht kalkulierbar ist, werden dennoch alle Versuche an 3D-Modellen ohne Vereinfachung des Gewindes oder der Geometrie durchgeführt.

Der nächste Schritt in Ansys Workbench ist die nachfolgend abgebildete Festlegung der fixierten Lagerung und die aufzubringende Belastung mit einer zu den Ausziehversuchen äquivalenten Belastungsgeschwindigkeit von 70-100 N/s.

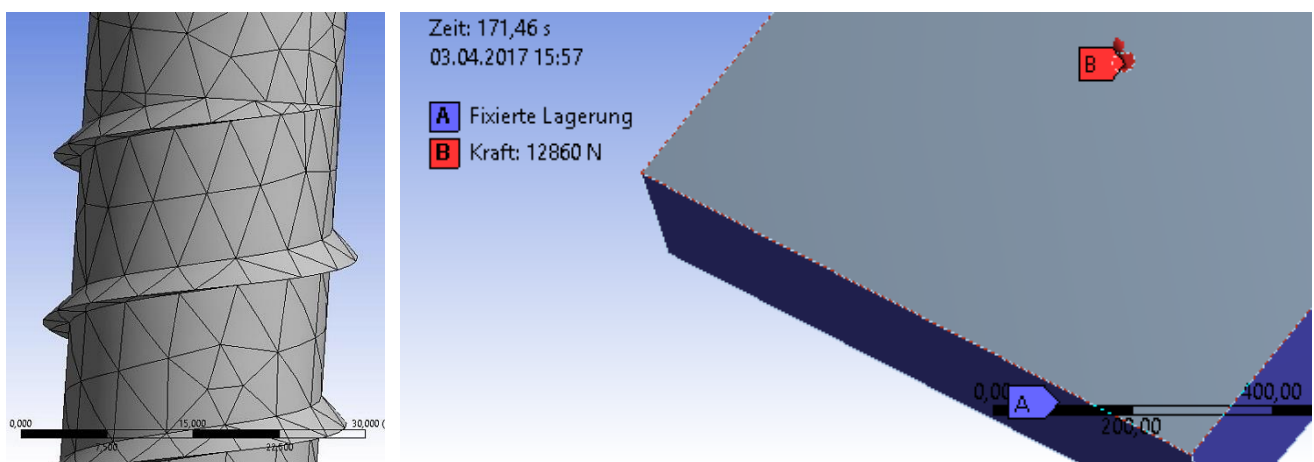


Abbildung 132: Links: Modellierung der Gewindesteigung und Vernetzung der Asphaltschraube; Rechts: Lagerung und Kraft

Modelliert wurde die Gewindesteigung der Schraube realitätskonform mittels einer am Schaft entlang extrudierten Dreiecksfläche, welche dem Gewinde zugrunde gelegt wurde. Die in Kapitel 5.8,

Gleichung 5.1, berechnete Gewindesteigung von $10,5^\circ$ ist dabei berücksichtigt. Der Asphaltkörper entsprach den Abmessungen von einem Meter Breite und Länge, sowie einer Dicke des Aufbaus von 20 cm (entsprechend der Mindestdicke für LAU-Anlagen, siehe Kapitel 3.4). Ein Einfluss des Randes auf die Befestigung sollte so ausgeschlossen werden. Die Seiten des Probekörpers sind fixiert gelagert (siehe Abbildung 132, violett markierte Flächen). Für die Analyse wurde die Option „große Verformungen“ eingeschaltet. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde gemäß der durchgeführten Ausziehversuche mit ca. 75 N/s gewählt. Dies entspricht den durchschnittlichen Belastungsgeschwindigkeiten der Versuche.

Sogenannte Kontaktelemente können zwei sich beeinflussende Oberflächen überbrücken. Eine Übertragung von Belastungen ist so zwischen Bauteilen gewährleistet. Zur Berechnung von Kontaktelementen wird eine parabolische Ansatzfunktion verwendet. Dies bedeutet: Verformungen an Verbindungen zwischen Knotenpunkten können mithilfe von genauer approximierenden Parabelfunktionen erfolgen. Konvergenzkontrollen stellen zusätzlich eine höhere Genauigkeit sicher [109] (siehe Abbildung 136).

Im Gegensatz zu Ansys classic bzw. Benutzung der Ansys Parametric Design Language (kurz APDL) werden in Ansys Workbench nicht die Elementtypen vorgegeben, sondern das Programm wählt die bestmöglichen Elemente für die eingestellte Problemdefinition. Eine genauere Beschreibung der gewählten Elementtypen erfolgt daher im jeweiligen Kapitel der Materialmodellierung.

Sowohl lineare, als auch nichtlineare Materialmodelle führten zur Rekonstruktion der Ausziehversuche. Beschränkt wurde die Betrachtung bis zum Zeitpunkt des Bruchs für die Temperaturen -20°C , 20°C und 40°C . Die Materialmodellierung erfolgt iterativ mithilfe verschiedener Ansätze. Diese werden in den nachfolgenden Kapiteln genauer beschrieben. Die Simulation erfolgte mittels transients Strukturmechanik - diese Analyseart ist ein implizites Verfahren. Das bedeutet, dass mithilfe einer Anfangssteifigkeit und einer Zeitintegration schrittweise die Lösung iterativ bestimmt wird. Es besteht folglich eine Konvergenzkontrolle zwischen den Berechnungspunkten. Für jeden Zeitschritt erfolgt dementsprechend die Bestimmung der Steifigkeit und der Verschiebung erneut, bis eine Konvergenz der Kraft unter der Berücksichtigung der vorangeschrittenen Verformung zu diesem Zeitpunkt vorliegt. Mithilfe dieses Verfahrens können nichtlineare Steifigkeiten abgebildet werden. Dieses implizite Verfahren nutzt zur Lösung der vorliegenden Matrix das sogenannte Newton-Raphson-Verfahren.

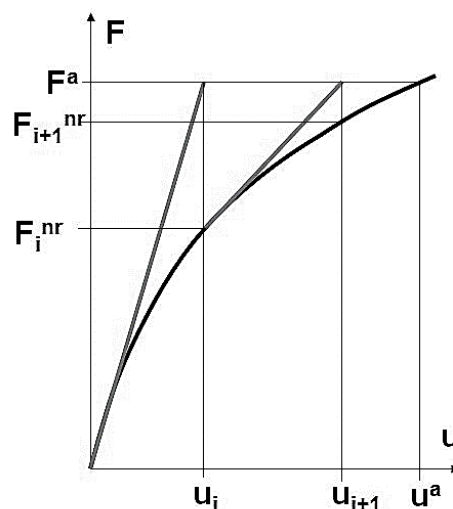


Abbildung 133: Newton Raphson Verfahren aus [108]

Um die wahren Spannungen bzw. Dehnungen in Ingenieursspannungen bzw. Ingenieursdehnungen umzurechnen kann folgende Gleichung angewandt werden [109]:

$$\varepsilon = \ln(1 + \varepsilon_{ing}) \quad (7.9)$$

$$\sigma = \sigma_{ing}(1 + \varepsilon_{ing}) \quad (7.10)$$

Dabei werden die wahren, sich verändernden Querschnitte im Zuge einer aufgetragten Spannung berücksichtigt.

Zusätzlich zu den Ausziehversuchen wurden ebenso Spaltzugversuche an Bohrkernen verwirklicht, um die Viskoelastizität des Asphalts genauer herauszuarbeiten (siehe Modell 3, Kapitel 7.4.2). Nachfolgend sind die gewählten Materialmodelle einzusehen. Zum einen ist ein lineares Modell ohne Zeitabhängigkeit ausgearbeitet worden, zum anderen ein nichtlineares Modell unter Berücksichtigung von zeitabhängigem Kriechen. Das nichtlineare Modell ist mithilfe von plastischen Dehnungen zu untersuchen.

Tabelle 44: Umsetzung der Materialmodelle

Modell	Temperatur	Modellierung	Materialkennwerte bestimmt aus:
Modell 1	-20°C, 10°C, 20°C, 40°C	Linear-elastisch	Ausziehversuchen
Modell 2	-20°C	Plastizität ohne Kriechen	Ausziehversuchen
Modell 3	20°C	Maxwell-Elemente	Bohrkernentnahme

Um das in Kapitel 6 vorgestellte Versagensmodell überprüfen zu können, sind in den vorliegenden Modellen Konstruktionsgeometrien in Form von Pfaden verwirklicht (siehe Abbildung 134, rote Markierung). Dies soll ermöglichen, die im Versagensmodell beschriebenen Schnittkräfte in den Versagensflächen zu berechnen und näher zu analysieren.

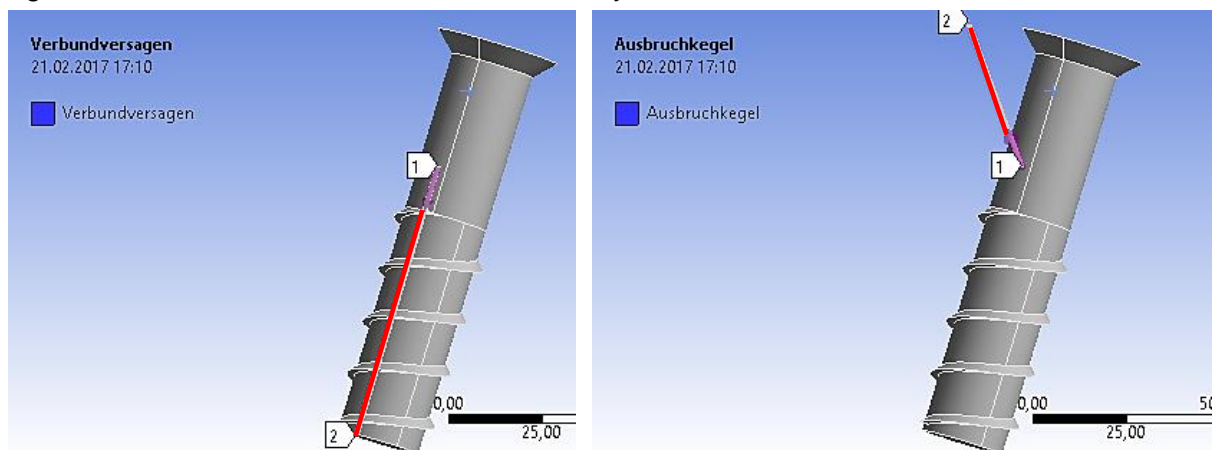


Abbildung 134: Konstruktionsgeometrie in Form eines Pfades beispielhaft für 20°C

7.3. Materialmodellierung mithilfe der experimentellen Analyse

7.3.1. Vorgehensweise

Um Ausziehversuche möglichst einfach mithilfe der Finite-Elemente-Methode nachbilden zu können, wird zunächst versucht ein Materialmodell auf Basis der experimentellen Analyse zu erstellen. Die Spannungs-Dehnungskurven aus einzelnen Versuchen können dann zur Nachbildung herangezogen werden. Kriechdehnungen sollen dann zusätzlich mithilfe der durchgeführten Spaltzugversuche bestimmt werden (Kapitel 5). Als erstes Modell wird ein linear-elastisches Materialversagen angesetzt,

um die vorgenommene Diskretisierung zu überprüfen. Darauf folgend werden alle Nichtlinearitäten nacheinander hinzugeschaltet. Nachfolgende Abbildung 135 zeigt den Ablauf der Modellerstellung.

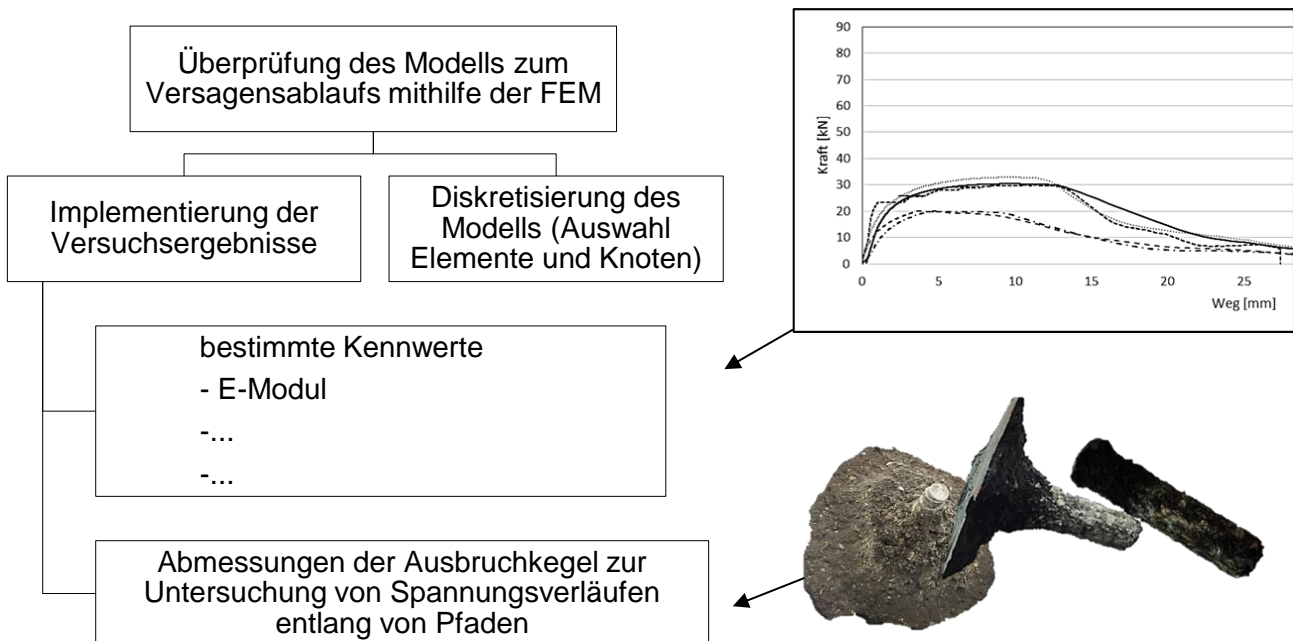


Abbildung 135: Ablauf der Modellerstellung mittels der Versuchsergebnisse aus Ausziehversuchen

7.3.2. Linear-elastisches Materialmodell - Modell 1

Durch das Einlesen der Geometrien in den Ansys DesignModeler werden Elemente und Knoten für die Körper 1 (Asphalt) und 2 (Asphaltschraube) durch das Programm generiert. Der Kontaktbereich zwischen den beiden Körpern ist auf Verbund gesetzt. Die Temperatur der Probekörper wird jeweils entsprechend der Versuche auf -20°C, 10°C, 20°C und 40°C festgelegt. Die Unterseite und die Seiten des Asphalkörpers sind mithilfe einer fixierten Lagerung unverschieblich (siehe Abbildung 132). Folgende Elementtypen wurden für die implementierte Geometrie der linearen Materialmodellierung gewählt:

- Solid187 (Volumenelement, Anzahl: 256 058)
- Conta174 (Kontaktelement, Anzahl: 1850)
- Targe170 (Zielelement, Anzahl: 1850)
- Surf154 (Oberflächenelement, Anzahl: 66)

Solid187 Elemente sind laut ANSYS Help Viewer [110] 3D-Tetraederelemente mit 10 Knotenpunkten und werden in der Strukturmechanik eingesetzt (siehe Abbildung 136). 6 der 10 Knotenpunkte sind Mittelknoten. Das gewählte Element ist gut für unregelmäßige Vernetzungsgeometrien wie im vorliegenden Fall geeignet und folgt einer quadratischen Verschiebungsfunktion zwischen den Hauptknotenpunkten. Jeder Knotenpunkt hat dabei 3 Freiheitsgrade.

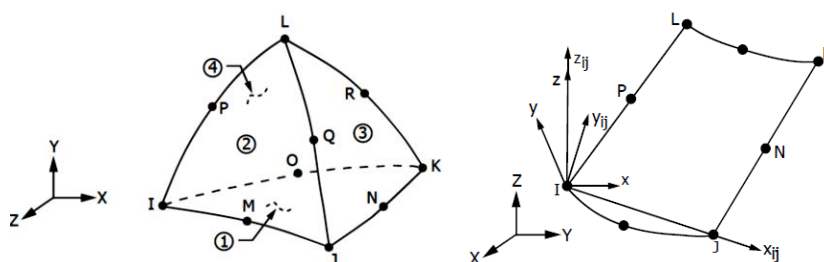


Abbildung 136: Elementtypen; Links: Solid187; Rechts: Surf154 aus [110]

Da die aufgebrachte Ausziehkraft an der Schraubenoberfläche angesetzt wurde, werden von Ansys Surf154 Elemente für die Oberfläche modelliert. Mit diesen viereckigen 8-Knoten Elementen kann die Verschiebung der Schraube infolge Belastung genauere Betrachtung finden.

Der Elementtyp Conta174 wird gemeinsam mit Targe170 als Element zwischen den beiden zu betrachtenden Volumenkörpern als Brücke geschaltet. Dabei liegt an Körper 1 das Kontaktelement und an Körper 2 das Zielelement an. Beide Elemente verbinden gemeinsame Knotenpunkte und besitzen gleiche Geometrien. Conta174 und Targe170 sind viereckige 8-Knoten Elemente. Das Kontaktelement Conta174 liegt dabei an der verformbaren Asphaltoberfläche an. An dieser werden laut CESCETTO UND CHARLIER und CESCETTO UND ZHU, entnommen aus dem Ansys Help Viewer [110] mithilfe von Gauss-Integrationspunkten die Verschiebungen berechnet. Dabei überlappen sich Ziel- und Kontaktelemente. Das steife Zielelement Targe170 kann dabei im Gegensatz zu Conta174 nicht durchdrungen werden.

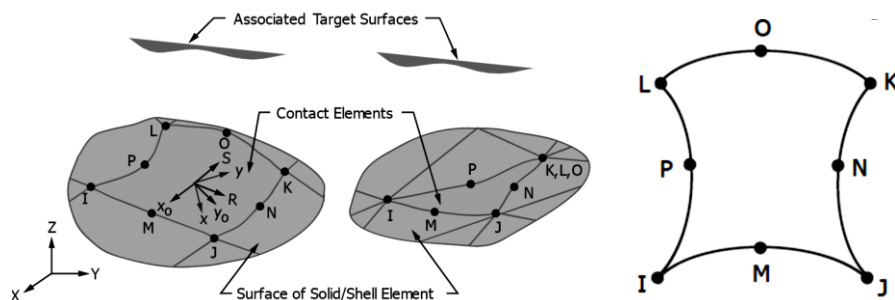


Abbildung 137: Elementtypen; Links: Conta174; Rechts: Targe170 aus [110]

Die linear-elastische Materialmodellierung erfolgt zunächst zur Überprüfung der festgelegten Randbedingungen ohne Betrachtung der Nichtlinearitäten. So kann eine generelle Kontrolle der Größenordnung der Steifigkeiten und sämtlicher festgelegter Parameter mit geringem Rechenaufwand durchgeführt werden. Erst nach dieser Funktionskontrolle werden Nichtlinearitäten betrachtet und modelliert.

Folgende Abbildung 138 zeigt einen Überblick über die durchgeführte linear elastische Modellierung und die dafür benötigten Materialkennwerte. Die Ermittlung der jeweiligen Werkstoffkennwerte erfolgte über die Ausziehversuche selbst (siehe Kapitel 6.2).

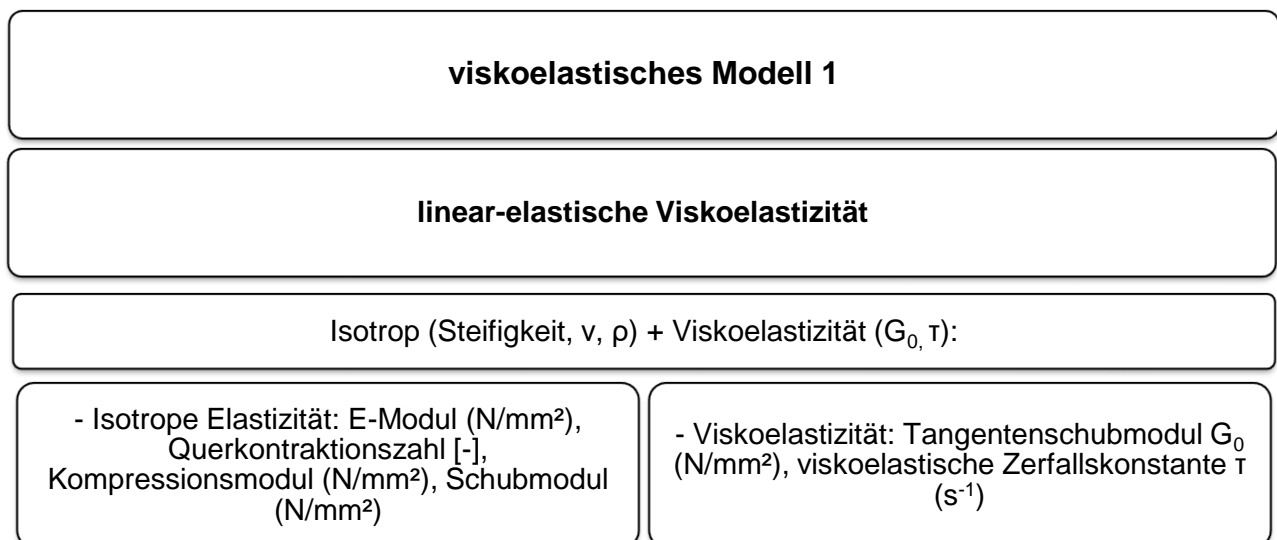


Abbildung 138: Modellierung des viskoelastischen Modells

Das in Kapitel 5.8 diskutierte Modell nach MAXWELL beschreibt das zeitabhängige Verformungsverhalten von Asphalt. Während für sehr geringe Temperaturen (-20°C) ein reinelastischer

Festkörper nach HOOKE vorliegt, verhält sich der Werkstoff nahe des Erweichungspunktes (40°C) allerdings näherungsweise wie eine reinviskose Flüssigkeit nach Newton [19]. Das durch den Dämpfer nachempfundene viskose Verhalten hat einen umso größeren Einfluss, je größer die aufgebrachte Belastungsgeschwindigkeit ist. Ein für den Straßenbau üblicher S-förmiger Funktionsverlauf der Steifigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur stellt sich dennoch ein [57]. Die Kurve ist dabei im Vergleich zu der Masterkurve von FRANCKEN und VERSTRAETEN (siehe Abbildung 16) flacher.

Die Eingabe zur Modellierung erfolgt über die Kombination der isotropen Elastizität (die Elastizität ist demnach richtungsunabhängig) für das lineare Werkstoffverhalten und der Viskoelastizität (siehe Abbildung 138). Die Bestimmung der isotropen Elastizität erfolgte dabei wie in Kapitel 6.2 beschrieben über den linearen Anteil der Spannungs-Dehnungskurve (Ergebnisse siehe Abbildung 101). Der viskose Anteil der Kurve wird zur Berechnung des Tangentenschubmoduls herangezogen (siehe Abbildung 100). Die Berechnung des Tangentenschubmoduls erfolgt auf die gleiche Weise wie die des E-Moduls für die isotrope Elastizität nach [113] über die Einteilung der Spannungs-Dehnungskurve in eine bilineare Funktion (E-Modul und Tangentenmodul). Durch diese vereinfachte bilineare Einteilung der Spannungs-Dehnungskurve kann der Tangentenschubmodul für den isotropen Werkstoff berechnet werden (siehe Abbildung 100). Mithilfe des Programms MyCurveFit [94] kann eine Funktion in Abhängigkeit von der Temperatur bestimmt werden.

Die viskoelastische Zerfallskonstante entspricht dem Kehrwert der sogenannten Relaxationszeit und berechnet sich aus [19]:

$$\frac{1}{\bar{\tau}} = \frac{E}{\eta} \quad (7.11)$$

$\frac{1}{\bar{\tau}}$	viskoelastische Zerfallskonstante	[1/s]
E	E-Modul	[N/mm ²]
η	Viskosität	[Ns/mm ²]

Für jede Temperatur wird die durchgeführte Simulation zum mittleren Zeitpunkt des Versagens gestoppt. Zu diesem Zeitpunkt wird die simulierte Last mit der aus den Versuchen generierten Bruchlast verglichen. Die in diesem Kapitel beschriebenen und errechneten Eingabedaten für Modell 1 sind in nachfolgender Tabelle 45 angegeben.

Tabelle 45: Eingabedaten für Modell 1 (linear-elastisch) in Ansys Workbench (Technische Daten)

Temperatur [°C]	Modell 1: Linear-elastisch			
	Isotrope Elastizität		Viskoelastizität	
	E-Modul [N/mm ²]	Querkontraktions- zahl [-]	Tangentenschub- modul [N/mm ²]	Viskoelastische Zerfallskonstante [1/s]
-20	1361,6	0,35	309,8	1085,7
10	546,1		15,1	5099,1
20	245,3		9,3	578,3
40	20,0		5,4	55,7

Ergebnisdiskussion des linear-elastischen Modells 1

Der Vergleich der Versuche zum linear-elastischen Modell zeigt eine gute Annäherung durch den linearen Anteil der Last-Verschiebungskurve (siehe Abbildung 139). Lediglich die Ergebnisse bei Temperaturen bei 40°C zeigen eine Abweichung. Dies zeigt, dass sowohl alle Randbedingungen als auch Materialkennwerte richtig festgelegt sind.

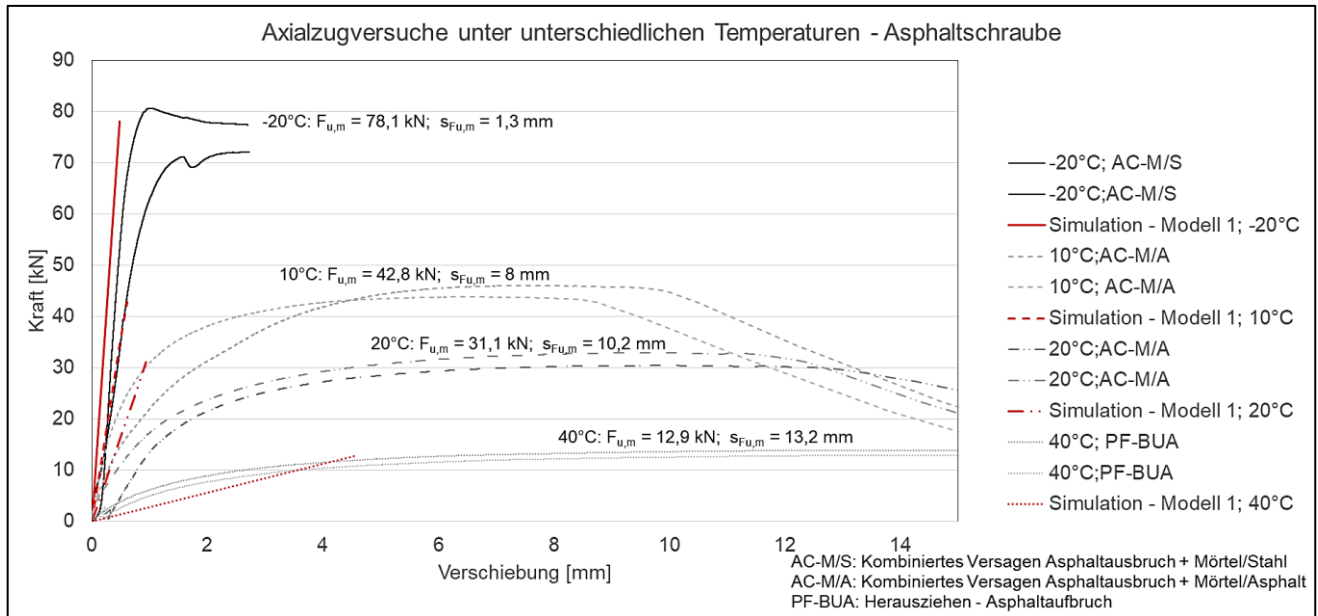


Abbildung 139: Vergleich der Last-Verschiebungskurven der Versuche zum linear-elastischen Modell 1 bei verschiedenen Temperaturen

Das spröde Materialverhalten bei -20°C zeigt erwartungsgemäß die beste Annäherung an die Versuchsergebnisse. Je höher die Temperatur steigt und je höher folglich die zu erwartende Nichtlinearität ist, desto größer ist die Abweichung der linear elastisch berechneten Ergebnisse im Vergleich zu den Versuchen. Dies ist auf die Änderung der Steifigkeit durch Nichtlinearitäten infolge des Ausziehversuchs zurückzuführen.

Aufgrund der im Modell vernachlässigten nichtlinearen Zusammenhänge wie der vereinfachte Verbund zwischen Schraube und Asphalt oder das bruchmechanische Materialverhalten, sind wesentlich geringere Verschiebungswerte berechnet worden.

Tabelle 46 sind alle Verschiebungswerte aus Versuch und Simulation infolge Axialzugbelastung zu entnehmen. Die Simulation wurde wie bereits beschrieben zum mittleren Zeitpunkt der Bruchlast aus jeweils fünf Versuchen gestoppt.

Tabelle 46: Vergleich der Verschiebung aus Versuch und Simulation

Temperatur [°C]	Verschiebung aus Versuchsergebnissen [mm]	Verschiebung aus Simulation [mm]
-20	1,3	0,48
10	8	0,61
20	10,2	0,94
40	13,2	4,6

Je höher die Temperatur ist, desto höher ist auch die Differenz zur tatsächlichen Verschiebung im Versuch.

7.3.3. Nichtlineare Materialmodellierung in Abhängigkeit vom Temperaturbereich – Modell 2

Erläuterungen

Da im Zuge dieser Simulation mit einer Zeitabhängigkeit gerechnet wird (aufgrund des zeitabhängigen Einflusses durch Kriechen), erfolgt die Durchführung mithilfe einer transienten Strukturmechanik. Auf diese Weise sollen zeitabhängige Kriechdehnungen, aber auch die Verfestigung oberhalb der Gewindefläche besser nachgebildet werden können. Die implizite Zeitintegration nimmt einen Wert für das Ende des Zeitschritts an und löst so iterativ die Analyse [21]. Die Elementtypen und Randbedingungen bleiben die gleichen wie in vorangegangener linear-elastischer Simulation.

Modellierung bei Sprödtemperatur mittels multilinearer isotroper Verfestigung – Modell 2

Um eine Annäherung an die Ausziehversuche zu generieren, wird die multilineare Spannungs-Dehnungskurve Versuch A1-4 bestimmt und in Ansys Workbench implementiert (siehe Tabelle 47). Der Werkstoff nimmt Belastungen dabei isotrop, also unabhängig von der Richtung, auf. Es wird mit der Funktion „Zeitintegration“ gearbeitet. Dies bedeutet, dass in den Zeitbereichen mit großen Veränderungen mehr Zwischenpunkte generiert werden. Andere Bereiche mit geringen Veränderungen jedoch weisen größere Zeitschritte auf [21].

Tabelle 47: Eingabedaten für Modell 2 bei -20°C – Technische Daten

Temperatur [°C]	Linear-elastisch		plastisch	
	Isotrope Elastizität		Multilineare Isotrope Verfestigung (Versuch A1-4)	
	E-Modul [N/mm²]	Querkontraktionszahl nach [86] [-]	Spannung [N/mm²]	Plastische Dehnung (‰)
-20	1361,6	0,35	2,39	0
			7,25	2,85
			8,93	3,44
			10,26	5,25
			10,77	7,30

In Anlehnung an [86] wurde die Querkontraktionszahl auf $\nu = 0,35$ über alle Temperaturen festgelegt. Die nach Gleichung 7.9 und 7.10 errechneten wahren Spannungen und Dehnungen beziehen sich auf die Mantelfläche entlang des Hinterschnitts bzw. Gewindeendes. In Anlehnung an die Bestimmung der Verbundspannung nach Gleichung 2.28 (Kapitel 2.5) wurden die Spannungen auf die hinterschnittene Mantelfläche berechnet. Die plastischen Dehnungsanteile wurden nach Beziehung 7.9 bestimmt [19].

$$\varepsilon_{\text{Gesamt}} = \varepsilon_{\text{el}} + \varepsilon_{\text{pl}} \quad (7.12)$$

$$\varepsilon_{\text{el}} = \text{elastischer Dehnungsanteil}$$

$$\varepsilon_{\text{pl}} = \text{plastischer Dehnungsanteil}$$

Ergebnisdiskussion der nichtlinearen Simulation bei -20°C - Sprödtemperatur

Da Asphalt bei -20°C ein sprödes Materialverhalten besitzt, wird für eine erste Annäherung auf die Modellierung einer Kriechverformung verzichtet. Der Einfluss der Effekte aus Kriechen ist oberhalb der sogenannten Sprödtemperatur vernachlässigbar klein. Ein Sprödbruch tritt durch Trennbrüche aufgrund von maximalen Zug-Hauptspannungen ein. Der Vergleich der Last-Verschiebungskurve aus Modell 2 zeigt in nachfolgender Abbildung eine Annäherung an die Ausziehversuche bei -20°C.

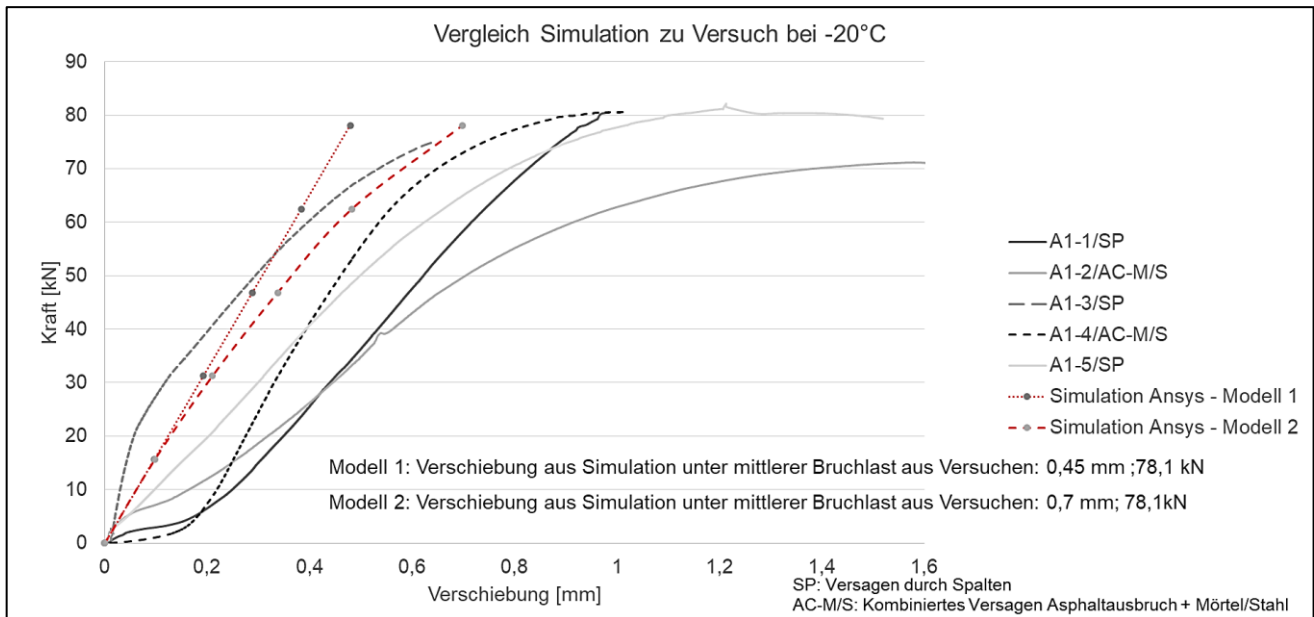


Abbildung 140: Last-Verschiebungskurven aus Versuch und Simulation im Vergleich bei -20°C

Typisch für Versuche mit Asphalt ist die abgeflachte Verschiebung der Kurve zu Beginn. Unter Vernachlässigung der Anfangsverschiebung zeigt sich die gute Annäherung an die Versuchsergebnisse. Insbesondere für Versuch A1-4 ist ein paralleler Verlauf bis zur mittleren Bruchlast aus den Versuchen zu erkennen. Eine Verschiebung von 0,7 mm zum Zeitpunkt der erreichten Bruchlast ist aufgrund der vorliegenden zwei Lastmaxima annehmbar genau. Eine deutlichere Darstellung ist nachfolgend gegeben.

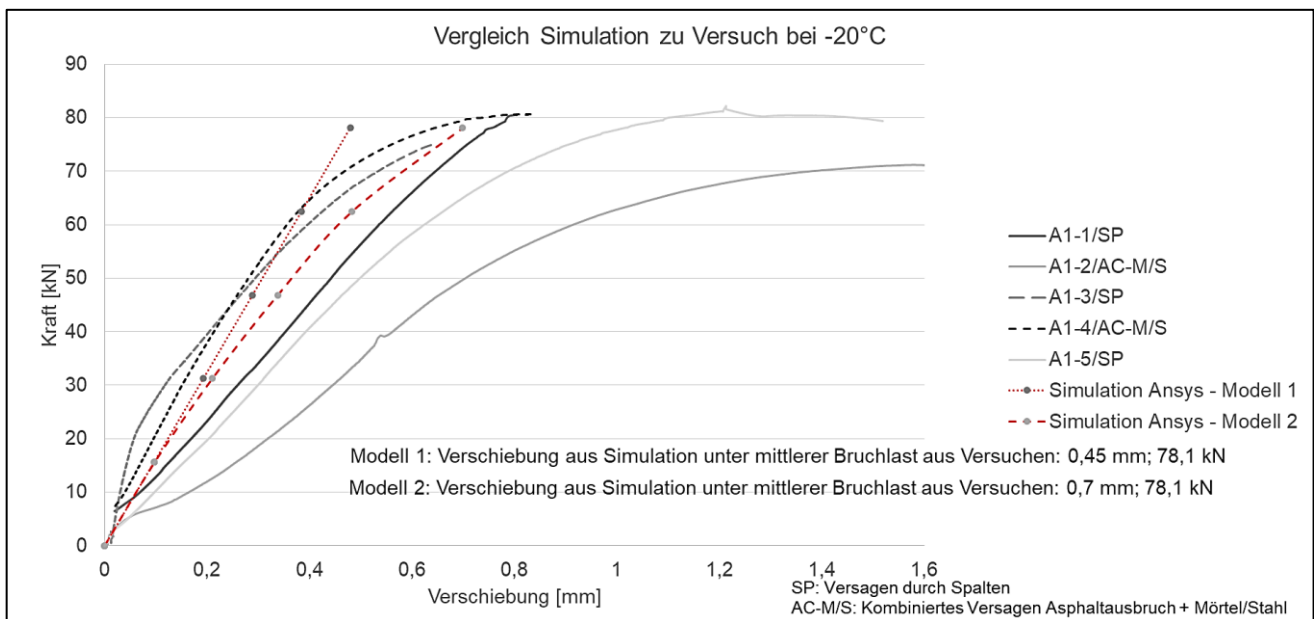


Abbildung 141: Optimierte Last-Verschiebungskurven aus Versuch und Simulation im Vergleich bei -20°C

Für eine vereinfachte Überprüfung der Spannungsverteilung wird die Vergleichsspannung nach Mises herangezogen. In dieser Vergleichsspannung sind die einzelnen Spannungskomponenten zusammengefasst. Die Vergleichsspannung nach der Gestaltänderungshypothese von Mises gilt für zähe und dehnfähige Materialien [108] und wird lediglich für eine einfache Handrechnung des spröden Asphalts bei -20°C herangezogen. Für die Mises-Vergleichsspannung gilt:

$$\sigma_{v,M} = \sqrt{\frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2)} \quad (7.13)$$

Dabei werden Normalspannungen und Schubspannungen zusammengefasst, nachfolgend ist das Ergebnis der Untersuchung zur Vergleichsspannung dargestellt.

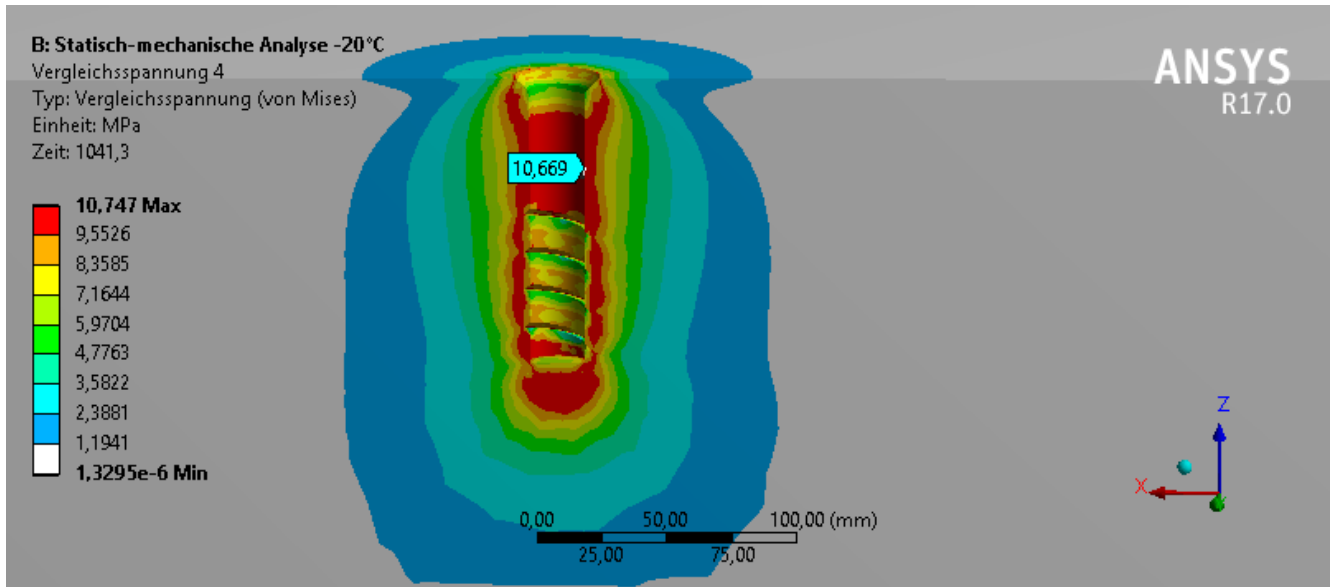


Abbildung 142: Vergleichsspannung nach Mises bei -20°C

Entlang der Hinterschnittfläche liegt die Spannung zwischen 9,55 N/mm² und 10,7 N/mm². Eine Hochrechnung mit dem Mittelwert aus diesem Wertebereich ergibt:

$$F = \sigma_{v,M} \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot h_{ef} = \left(\frac{10,7 + 9,55}{2} \right) \text{ N/mm}^2 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 12 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm} = 76,3 \text{ kN}$$

$\sigma_{v,M}$ = Vergleichsspannung nach Mises [N/mm²]

r = Radius des Versagens [mm]

h_{ef} = Verankerungstiefe [mm]

Wobei 12 mm dem Radius des Versagens entspricht und 100 mm der Verankerungstiefe. Das Ergebnis liegt im Bereich der mittleren Bruchlast von 78,1 kN (siehe Kapitel 4.2.2).

Das Ergebnis der Verformung bei Temperaturen bei -20°C zeigt den Einflussbereich durch die aufgebrachte Axialzugbelastung (siehe Abbildung 143).

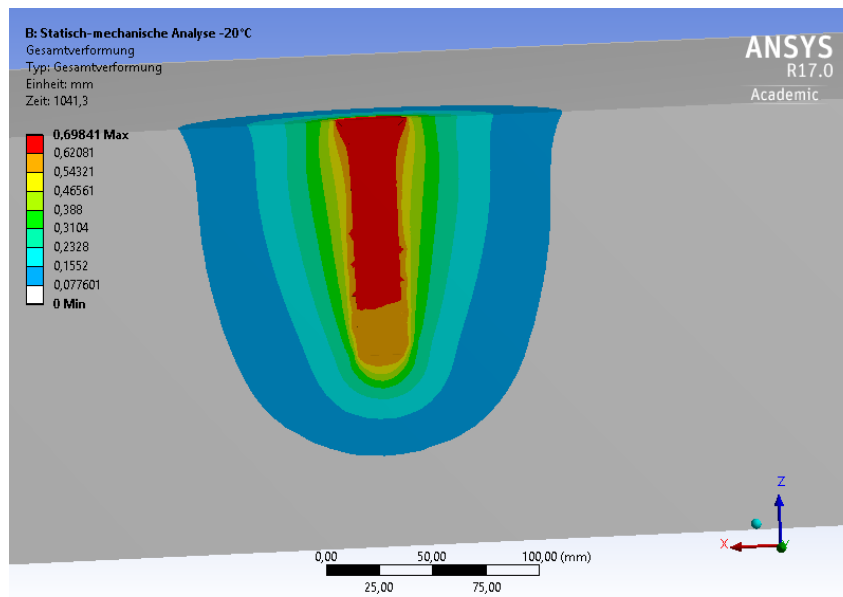


Abbildung 143: Gesamtverformung bei -20°C

Der Maximalwert der Verformung liegt bei 0,70 mm. Befestigungen in Beton versagen aufgrund ihres spröden Werkstoffverhaltens durch die Überschreitung der maximal möglichen Hauptzugdehnung bzw. der maximalen Zug-Hauptspannung [108]. Da die Versagensmechanismen für Asphalt insbesondere bei Sprödtemperatur (-20°C) vergleichbar sind, kann auch hier die Betrachtung der Hauptzugdehnungen zur Ermittlung der Richtung von Rissbildungen herangezogen werden.

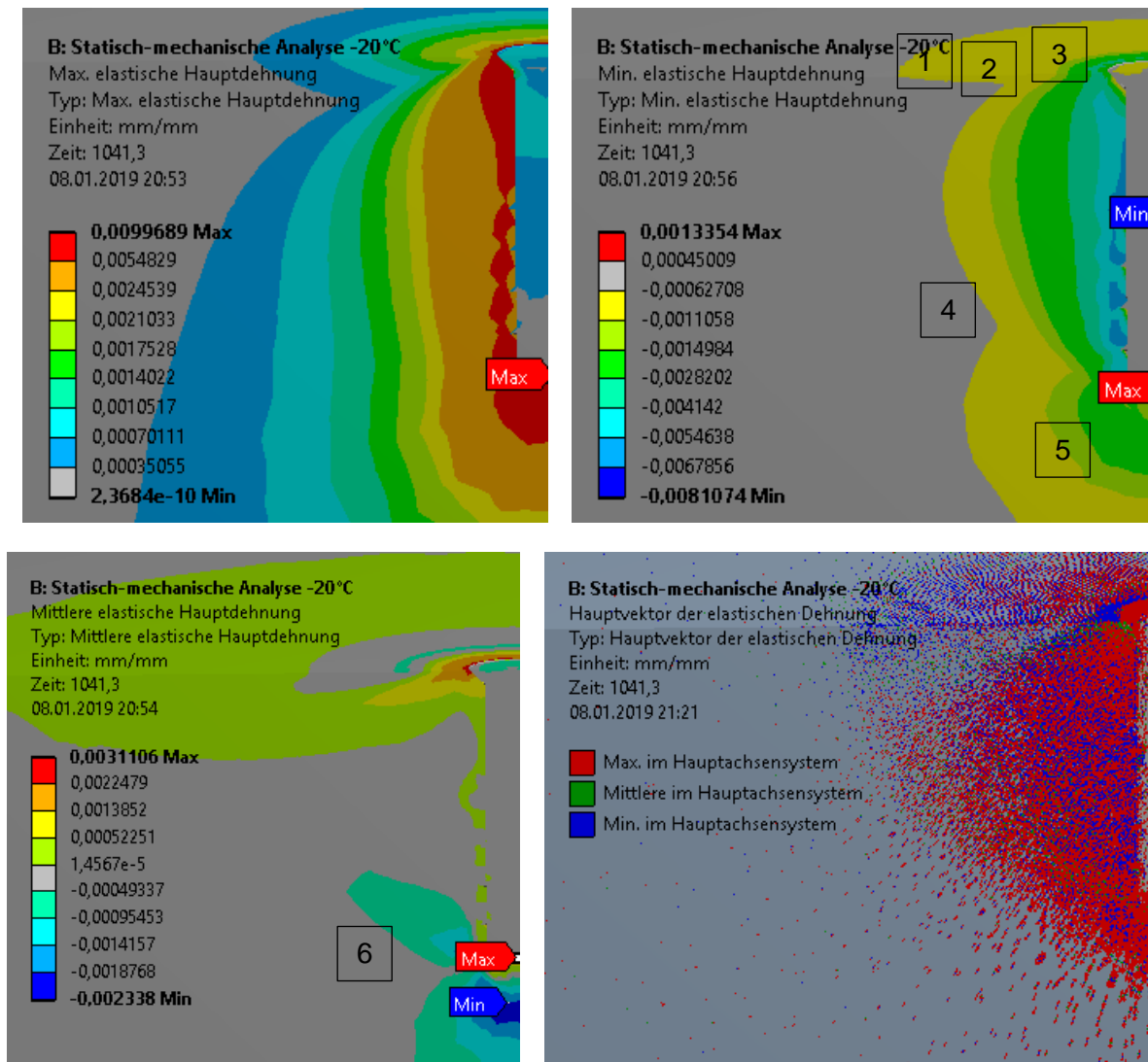


Abbildung 144: Oben links: maximale elastische Hautdehnung; Oben rechts: minimale elastische Hauptdehnung; Unten links: mittlere elastische Hauptdehnung; Unten rechts: Hauptvektor der elastischen Dehnung; -20°C

Positive Dehnungswerte entsprechen einer Zugdehnung eines infinitesimal kleinen Volumenelementes. Negative hingegen einer Druckrichtung.

Der Hauptvektor der minimalen elastischen Hauptdehnung zeigt im Umfeld des Schraubenkopfes in Belastungsrichtung (siehe Abbildung 144, Punkt 2 - hellgrün markiert). Der Asphalt wird an diesem Punkt auf Druck in Belastungsrichtung beansprucht, der Ausbruchkegel herausgedrückt. In weiterer Entfernung zum Schraubenkopf (Punkt 1, gelb markiert) zeigt der Hauptvektor radial zur Schraubenmantelfläche. Dieser Bereich entspricht dem sich einstellenden Ausbruchkegel. Entlang der Schraubenmantelfläche (Punkt 4) zeigt die minimale elastische Hauptdehnung im Winkel des sich in den Versuchen einstellenden Ausbruchkegels zur Verankerungsoberfläche hin. Die Richtung des Hauptvektors entspricht dabei einem Druck auf ein infinitesimal kleines Volumenelement. Unterhalb der Schraube zeigt die negative minimale elastische Hauptdehnung tangential zum Schraubenende (Punkt 5).

Die maximale elastische Hauptdehnung zeigt positiv in der Umgebung des Schraubenkopfes (Punkt 1) in tangentialer Richtung zur Mantelfläche der Schraube. In Punkt 4 zeigt der Hauptvektor orthogonal zur minimalen elastischen Hauptdehnung in der dargestellten Ebene in Zugrichtung. Dies entspricht der Richtung orthogonal zum sich einstellenden Ausbruchkegel bzw. dem Verhalten von spröden Werkstoffen durch den Einfluss von maximalen Zug-Hauptspannungen orthogonal zur Ausbruchfläche zu versagen. Unterhalb der Schraube zeigt die maximale elastische Hauptdehnung den maximalen

Dehnungswert in radialer Richtung zur Schraube. Dies zeigt den Punkt der ersten zu erwartenden Dehnung an. In Punkt 6 nimmt der Einfluss der minimalen elastischen Hauptdehnung in Druckrichtung ab, die Richtung verläuft nun orthogonal zur Bildfläche. Hier ist der Einfluss der maximalen elastischen Hauptdehnung am größten, die minimale elastische Hauptdehnung wirkt nicht entgegen. Dieser Einfluss zeigt sich in der mittleren elastischen Hauptdehnung. Dieser zeigt sich ebenfalls im Einflussbereich um den Schraubenkopf herum, hier zeigt diese Komponente in Belastungsrichtung.

Spröde Werkstoffe wie Asphalt bei -20°C versagen durch maximale Zug-Hauptspannungen [108] orthogonal zur Fläche entlang des Ausbruchkegels beginnend am Schaft und zur Oberfläche hin verlaufend (siehe auch Kapitel 5.8, Modellerstellung zum Versagensablauf unter Axialzugbelastung). Die Ausrichtung des Koordinatensystems muss dabei orthogonal zur auftretenden Bruchfläche gewählt werden, um ein Versagen durch Trennrisse im spröden Werkstoff infolge größter Hauptzugdehnungen [108] zu erforschen. Der Pfad des Ausbruchkegels wird in Abbildung 146 daher in Z-Richtung gewählt. Dies entspricht der in Abbildung 145, rechts zu entnehmenden Normalspannung σ_3 orthogonal zum Ausbruchkegel aus dem Modell zum Versagensablauf in Kapitel 5.8.

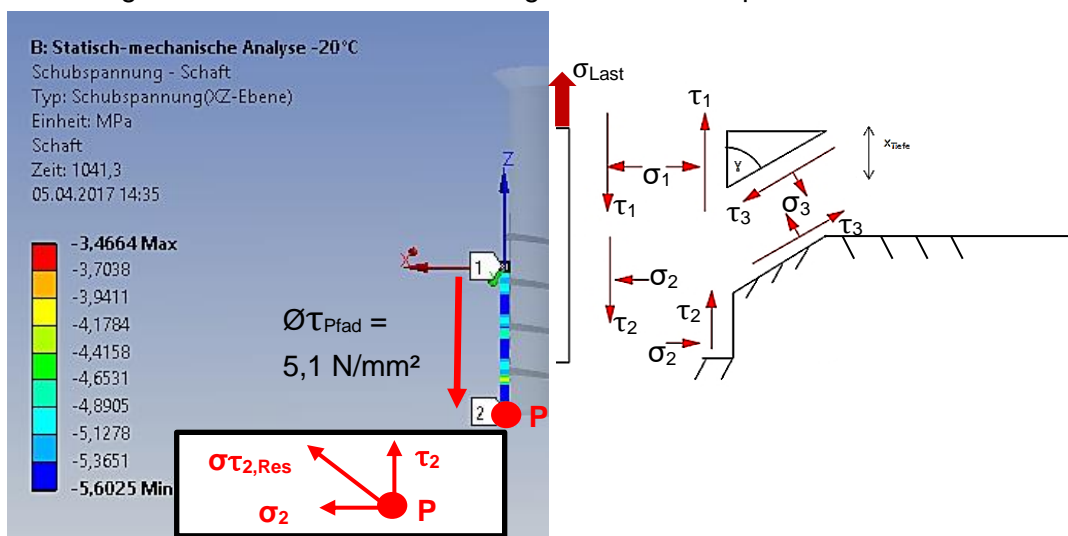


Abbildung 145: Links: Schubspannung entlang der Bruchfläche bzw. dem Pfad des Schaftes; Rechts: Schnittkräfte zwischen Schraube und Verankerungsgrund, Ausbruchkegel und Verankerungsgrund; -20°C

Aufgrund von Spannungsumlagerungen und streuenden positiven und negativen Spannungswerten können die Schnittkräfte nicht für alle Unbekannten zweckmäßig berechnet werden (siehe Anhang B, Abbildung 179). Dies ist allerdings im Schaftbereich möglich. In diesem Bereich sind vergleichbare Werte der Normalspannungen orthogonal zur Schaftfläche (in x-Richtung) zu beobachten. Vergleichbare Ergebnisse liefert die Betrachtung der Schubspannung entlang des Schaftes infolge des linearen Anstiegs der Last-Verschiebungskurve in der XZ-Ebene (siehe Abbildung 145, links). Die Maximalwerte befinden sich hierbei unterhalb und in Höhe des Gewindes. Trotz Spannungsumlagerungen kann die Schubspannung τ_2 in den Schnittflächen berechnet werden. So kann das Produkt aus dem Mittelwert der Schubspannung über die Pfadlänge und der Mantelfläche des Bohrlochs errechnet werden. Diese Kraftkomponente entspricht einem Teilwert der Spannungskomponenten mit $F_{\tau_2} = 14,3 \text{ kN}$ zum mittleren Zeitpunkt der maximalen Last aus den Versuchen (1041,3 s, siehe Legende oben links in Abbildung 145).

$$F_{\tau_2} = \tau \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot (h_{ef} - b_{\text{Ausbruchkegel}}) = 5,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 2 \cdot \pi \cdot 12 \cdot (100 \text{ mm} - 63 \text{ mm}) = 14,3 \text{ kN}$$

$\tau = 5,1 \text{ N/mm}^2$ = mittlerer Schubspannungswert in der XZ-Ebene (siehe Abbildung 145, Links: $\varnothing\tau_{\text{Pfad}}$)

$r = 12 \text{ mm}$ = Versagen entlang des Gewindeendes
 $h_{ef} - b_{\text{Ausbruchkegel}}$ = Versagen über Verbundspannung am Bohrloch (exklusive Tiefe des Ausbruchkegels)

Die Anteile der YZ-Ebene sind im Vergleich zur XZ-Ebene vernachlässigbar klein (siehe Anhang B, Abbildung 179). Dies bedeutet, dass laut Gleichung 6.7 aus Kapitel 6 für die Gleichgewichtsbedingung in Z-Richtung umgerechnet in Schnittkräfte zwischen Schraube und Verankerungsgrund zum Zeitpunkt des Bruchs gilt:

$$\uparrow: 78,1 \text{ kN} = 14,3 \text{ kN} + X_{\text{Ausbruchkegel}}$$

Der Anteil X entspricht dabei den Komponenten des Ausbruchkegels, die Simulationsergebnisse haben gezeigt, dass sich die Hauptspannungen entlang des Schaftes im Winkel des in den Versuchen beobachteten Ausbruchkegel einstellen. γ entspricht dabei dem Winkel des Ausbruchkegels (siehe Abbildung 145, rechts und Abbildung 146, links) und α dem Winkel der Normalkraft orthogonal zur Bruchfläche des Kegels bzw. zu γ . Da weitere Spannungskomponenten für die den Anteil τ_2 aufgrund von Spannungsumlagerungen im Gewindebereich kein adäquates Ergebnis liefern, gilt $\tau_2 = 14,3 \text{ kN} + \Delta H$. Das Ergebnis von 14,3 kN zeigt im Vergleich zu einer gesamten Bruchlast von 78,1 kN, dass im Zuge dieser Simulation der größte Lastabtrag über den sich einstellenden Ausbruchkegel erfolgt mit $78,1 \text{ kN} - (14,3 + \Delta H) \approx 63,8 \text{ kN}$. Dies gilt unter der Annahme, dass der größte Lastabtrag über Schub erfolgt.

Unter Betrachtung der Normalspannung in Richtung des sich in den Versuchen einstellenden Ausbruchkegels, können weitere Erkenntnisse erfolgen.

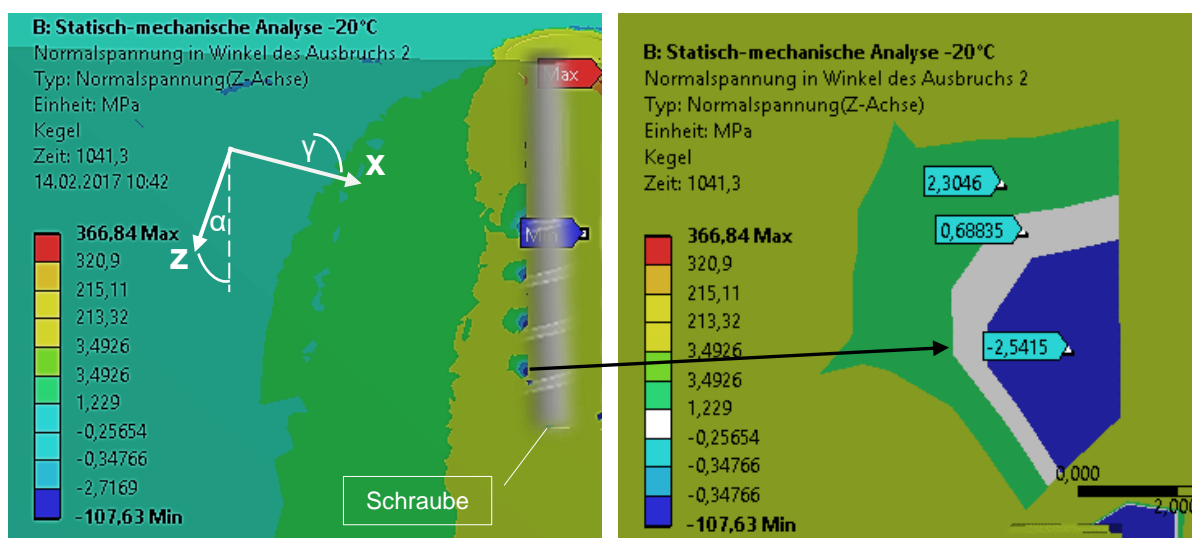
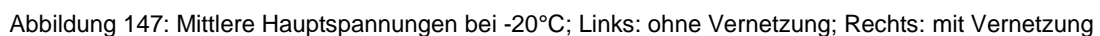


Abbildung 146: Links: Normalspannungen orthogonal zur Richtung des auftretenden Ausbruchkegels bei -20°C; Rechts Detail

Die links am Gewinde anliegenden Höchstwerte der Normalspannungen in Z-Richtung des Koordinatensystems bzw. im Winkel des aus den Versuchen gemessenen Ausbruchkegels (siehe Abbildung 146) sind mit -2,54 N/mm² klar erkennbar (siehe Abbildung 146, Detail rechts). Infolgedessen beginnt ein plastisches Versagen oberhalb des Gewindes. Hier sind die Risse verursachenden negativen Normalspannungen im Asphalt mit einem Wert von -2,54 N/mm² am größten. Oberhalb des Gewindes (gelb markiert) sind Spannungswerte bis 2,3 N/mm² erkennbar (siehe Abbildung 146, Detail

Wie in der Diskussion des Versagensablaufs beschrieben, ist zu erkennen, dass an jedem Gewindegang die größten negativen Normalspannungen zu erwarten sind. Dies bestärkt die aufgestellte Hypothese zum Versagensablauf in Kapitel 5.8. Die mittleren Hauptspannungen zeigen in nachfolgender Abbildung Spannungsdifferenzen, die dem Ausbruchkegel gleichen.



Modellierung bei Gebrauchstemperatur mittels multilinearer isotroper Verfestigung und Kriechdehnung nach Norton– Modell 2a

165

Multilineare isotrope Verfestigung Modell 2 und Modell 2a (mit Kriechverformung)	
Materialkennwerte:	
zeitunabhängig	zeitabhängig
- Isotrope Elastizität: E-Modul (N/mm ²), Querkontraktionszahl [-], Kompressionsmodul (N/mm ²), Schubmodul (N/mm ²)	- Plastizität: multilineare isotrope Verfestigung - Kriechmodell nach Norton, 10°C bis 40°C (Modell 2a)

Abbildung 148: Nichtlineares Modell

Weiterführend zum linear-elastischen Modell 1 soll nun über die multilineare isotrope Verfestigung der Ausziehversuch genauer nachgebildet werden. Dazu müssen die aus den Versuchen ermittelten Spannungs-Dehnungskurven multilinear in das Programm Ansys Workbench über Data Engineering eingegeben werden. Darauffolgend kann die Kriechdehnung mithilfe von Kriechmodellen implementiert werden. Dabei wird zunächst lediglich die verankerungsrelevante Asphaltbinderschicht betrachtet, da die 4 cm hohe Deckschicht aus Gussasphalt nicht mit Gewinden durchdrungen wird (siehe Kapitel 3.4, Abbildung 37).

Laut HERZ [8] kann eine Einschätzung der Kriechphasen wie folgt in Abbildung 149 empirisch vorgenommen werden. Mithilfe dieser Einschätzung soll ein Kriechmodell für Ansys Workbench gewählt werden.

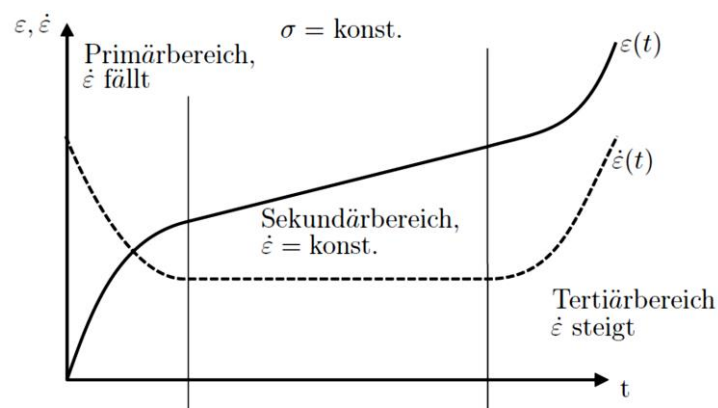


Abbildung 149: Einschätzung der Kriechphasen für zeit- und temperaturabhängige plastische Verformungen aus [19]

Der Primärbereich zeigt dabei eine Abnahme der abgeleiteten Dehnungs-Zeitfunktion. Laut HERZ [8] liegt hier eine Verfestigung des Werkstoffes vor, Gesteinskörnungen stützen sich dabei gegenseitig ab. Der Sekundärbereich zeigt wiederum einen konstanten Bereich der abgeleiteten Dehnungs-Zeitfunktion. Dies bedeutet, dass Verfestigungen und Relaxation des Werkstoffes ausgeglichen sind. Die abgeleitete Funktion der Kriechdehnung zeigt im Tertiärbereich wiederum eine hohe Steigung, laut HERZ ist dies auf Mikrorissbildungen und Schädigungen im Werkstoff zurückzuführen.

Für eine konstante Spannung gilt für den zugehörigen Dehnungs-Zeitverlauf eine lineare Funktion. Da keine konstante Spannung, sondern ein linearer Anstieg der Belastung und der Spannung vorliegt, muss eine quadratische Funktion für den zugehörigen Dehnungs-Zeitverlauf gelten [19, S.98]. Die Annahme der linearen Belastungsgeschwindigkeit erfolgt für dieses Modell vereinfacht zur Überprüfung des Einflusses durch die Kriechdehnung. Modell 3 liefert in Kapitel 7.4 eine genauere Betrachtung des Einflusses durch die Kriechdehnung. Für die angenäherten Geraden und ihre Steigung gilt nach [19]:

$$\log t^2 \sim \log \epsilon$$

Da sich die Bruchlast in 14 Sekunden einstellt (siehe Abbildung 150), ist zu erkennen, dass sich die beiden Geraden 1 und 2 mit der Steigung durch eine quadratische Funktion sehr gut an die vorliegende Exponentialfunktion annähern (siehe Anhang B, Abbildung 181). Aus diesem Grund wird für die Darstellung der Kriechdehnung und für die Modellierung des Kriechens eine Exponentialfunktion gewählt (siehe Anhang B, Abbildung 180). Diese Funktion kann die Kriechdehnung wesentlich besser approximieren und entspricht durch ihren Verlauf bereits annähernd der Steigung durch eine linear ansteigende Belastungsgeschwindigkeit ($\log t^2 \sim \log \epsilon$). Ein Vergleich der aus den Versuchen berechneten Kriechdehnung und ihre Ableitung in Anlehnung an Abbildung 149 sind in nachfolgender Abbildung 150 dargestellt.

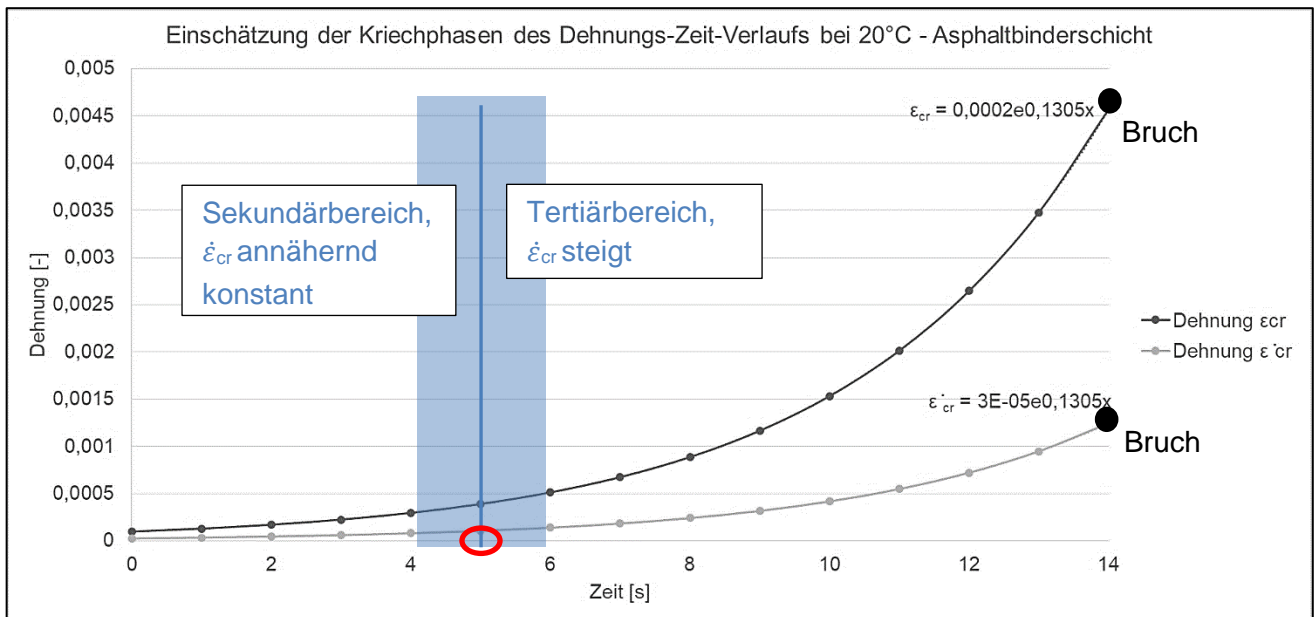


Abbildung 150: Einschätzung der Kriechphasen des Dehnungs-Zeit-Verlaufs bei 20°C

Die dargestellte Kriechdehnung und ihre Ableitung zeigen keinen ausgeprägten Primärbereich (siehe zum Vergleich Abbildung 149). Zu Beginn der abgeleiteten Funktion $\dot{\epsilon}_{cr}$ ist ein nahezu konstanter Bereich der abgeleiteten Dehnungsfunktion zu erkennen. Zwischen 4 und 6 Sekunden ist der Übergangsbereich zwischen stetigem, linearem Verlauf und einem nichtlinearen Verlauf erkennbar. Für den Anfang des Tertiärbereichs werden 5 Sekunden geschätzt (siehe Abbildung 150, rot markiert). Der Funktionsverlauf entspricht bis zu diesem Zeitpunkt einem stetigen, linearen Verlauf. Tertiärkriechen ist für eine Materialmodellierung in Ansys workbench nicht verfügbar. Dies ist auf die hohen Schädigungen im Werkstoffinneren zurückzuführen, die einer eigenen Materialmodellierung bedürfen [115]. Es können hier zunächst Primärkriechen und Sekundärkriechen nach verschiedenen Kriechmodellen zur Simulation herangezogen und umgesetzt werden [114]. Das Tertiärkriechen, welches Mikrorissbildung und Schädigungen bedeutet, kann hierbei nicht modelliert werden.

Als nächsten Schritt gilt es daher die Kriechverformung mithilfe des Kriechmodells nach NORTON (Sekundärkriechen) aufzubringen [114]. Dieses Modell entstand ursprünglich für die Stahlindustrie zur Beschreibung von Kriechvorgängen bei hohen Temperaturen. Für Kunststoffe wird dieser Ansatz mittlerweile ebenfalls angewandt und da der Werkstoff Asphalt ein ähnliches Verhalten wie Kunststoff aufweist, aufgegriffen [106, S.27-37].

Da auf keine Konstanten aus der Literatur zurückgegriffen werden kann, erfolgt an dieser Stelle die Bestimmung dieser mithilfe der Kriechdehnung aus den Spaltzugversuchen bei 20°C (siehe Kapitel 4.8.3) für die Ausziehversuche bei gleicher Temperatur.

Es gilt laut APDL Material Reference [114] für die spannungsabhängige Kriechverformung nach NORTON (Sekundärkriechen):

$$\dot{\varepsilon} = C_1 \sigma^{C_2} e^{-C_3/T} \quad (7.14)$$

Die Funktion der Ableitung der Kriechdehnung ergibt mithilfe des Excel Solvers eine Annäherung der gesuchten Konstanten C_1 bis C_3 aus Gleichung 7.14. Dabei muss laut APDL Material Reference $C_1 > 0$ gelten. Nachfolgend ist die Gleichung angezeigt, mithilfe des Excel Solvers wurde eine Annäherung für die Konstanten C_1 bis C_3 iteriert. (siehe Anhang B, Abbildung 183)

$$\dot{\varepsilon} = 2 \cdot 10^{-5} e^{0,2183x} = C_1 \sigma^{C_2} e^{-C_3/T} \quad (7.15)$$

C_1 (temperaturabhängige Konstante)	=	0,6019
C_2 (Norton Exponent)	=	2,79627
C_3 (temperaturabhängige Konstante)	=	1

Die Kriechdehnung ist exponentiell von der Temperatur und von der Potenz C_2 der Spannung abhängig. Zusätzlich hat die temperaturabhängige Konstante C_1 einen Einfluss. Die Konstante C_3 entspricht dem Wert 1, da hier keine Funktion über mehrere Temperaturen betrachtet wird, sondern die Kriechdehnung bei 20°C. Laut RÖSLER, HARDERS und BÄKER [115] liegt das Ergebnis des Spannungsexponenten C_2 in der Regel zwischen 2 und 3, wenn sich Korngrenzengleiten einstellt. Dabei bewegen sich Körnungen während des Vorgangs gegeneinander, dies ist im Zuge der Ausziehversuche zu beobachten und bestätigt die Anwendbarkeit des verwendeten NORTON Kriechmodells. Die iterativ bestimmten temperaturabhängigen Exponenten haben dabei ausschließlich für 20°C ihre Gültigkeit und können nicht auf andere Temperaturen übertragen werden.

Die Ermittlung der Kriechdehnung ist in Kapitel 7.4.2 genauer beschrieben und einzusehen. Da die Spaltzugversuche ebenfalls wie die Ausziehversuche mit einer linear ansteigenden Belastung erfolgten, um Änderungen der Werkstoffkennwerte durch Änderungen der Randbedingungen zu vermeiden, wird die Kriechdehnung mithilfe der allgemein anerkannten Regeln der Werkstoffmechanik angenähert (siehe Annäherung mithilfe des Kriechmodells nach Norton, Gleichung 7.15).

Ergebnisdiskussion der nichtlinearen Simulation bei 20°C - Gebrauchstemperatur

Zähe Werkstoffe wie Asphalt versagen bei Gebrauchstemperatur durch die Kombination der maximal aufnehmbaren Spannungskomponenten oder der maximalen Hauptspannungsdifferenz [108]. Dies kann über die maximale Schubspannung oder Spannungsintensität analysiert werden [109]. Hierbei führt die maximale Schubspannung zum Versagen.

Der Vergleich der Last-Verschiebungskurven aus Versuch und Simulation zeigt zunächst den Einfluss des implementierten Kriechmodells nach Norton. Als Referenz gilt das Simulationsmodell 2 ohne Kriechen. Die Simulation erfolgt über die plastische Verformung (siehe nachfolgende Abbildung).

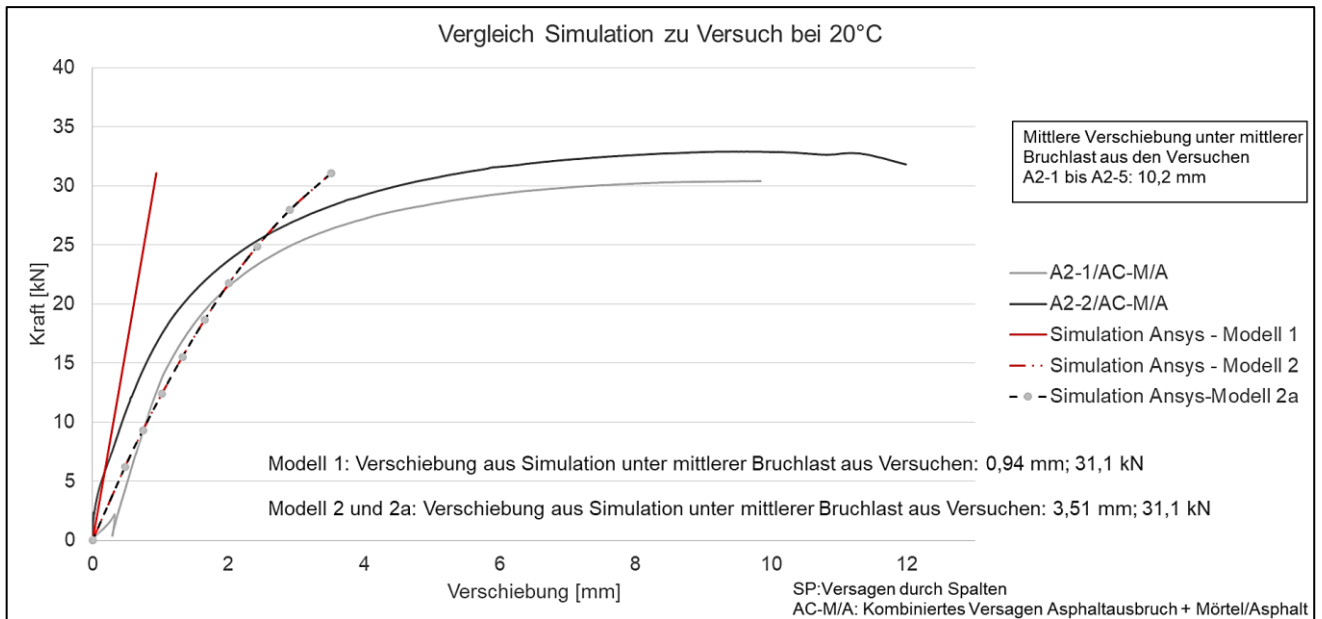


Abbildung 151: Vergleich der Last-Verschiebungskurven aus Versuch und Simulation bei 20°C

Modell 2 (ohne Kriechmodell nach Norton) und Modell 2a (mit implementiertem Kriechmodell nach Norton) zeigen eine Übereinstimmung (siehe Abbildung 148). Dies bedeutet, dass die Kriechverformung bis zu diesem Zeitpunkt keinerlei Einfluss hat.

Zur genaueren Bestimmung des Einflusses durch Kriechen sollen die Simulationen nachfolgend über die mittlere Bruchlast aus den Versuchen hinaus laufen. Auf diese Weise kann eine Einschätzung über die Richtigkeit des Modells erfolgen.

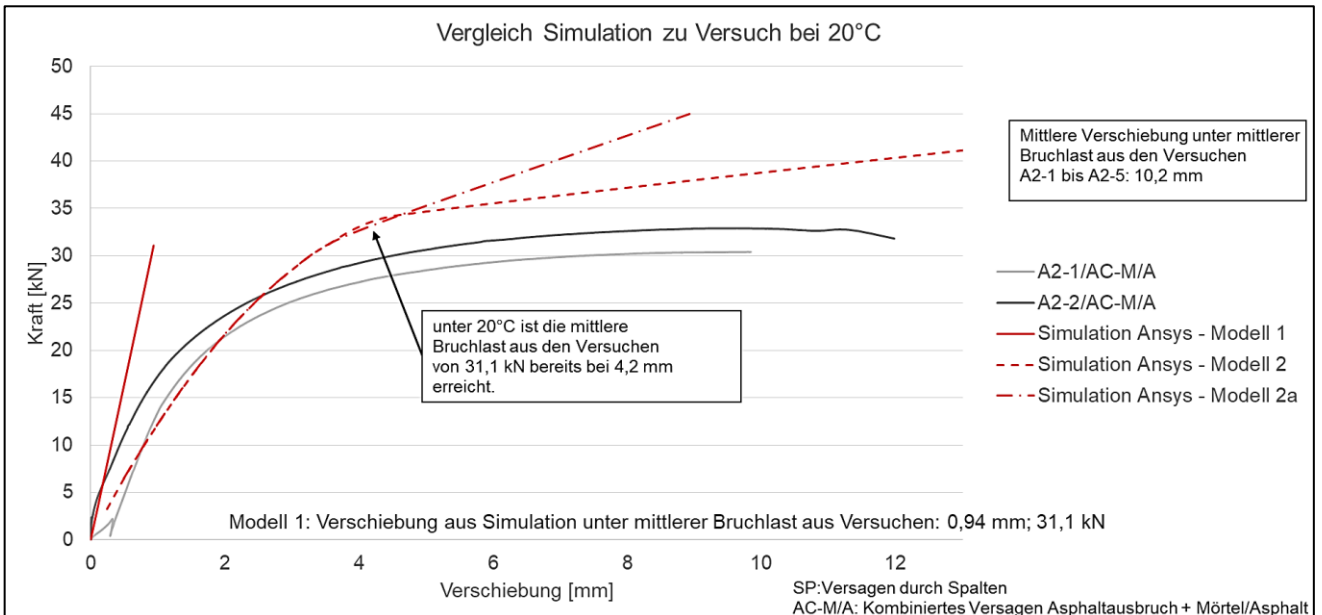


Abbildung 152: Untersuchung des Einflusses durch Kriechen bei 20°C

Es ist erkennbar, dass die Kriechdehnung erst nach Erreichen der mittleren Bruchlast aus den Versuchen bedeutend wird. Erst nach diesem Wert ist ein sichtbarer Einfluss gegeben. Die Differenz der Last-Verschiebungskurven kann auf Schädigungen im Untergrund infolge der fortlaufenden Trennung zwischen Schaft und Bohrloch zurückgeführt werden. Ebenso ist eine Hohlraumbildung unterhalb des Schafts infolge plastischer Verformungen und daraus folgend großen Verschiebungen denkbar und auch in den Simulationsergebnissen durch maximale Normalspannungen in diesem

Bereich nachgewiesen (siehe Abbildung 144). Hinzu kommen nicht abschätzbare plastische Verformungen, die sich ohne Zeitabhängigkeit oberhalb und entlang der Gewindegänge einstellen. Jene Einflüsse sind für die Differenz zwischen den Last-Verschiebungskurven aus Simulation und Versuch verantwortlich und müssen mithilfe von Modell 3 im nachfolgenden Kapitel genauer untersucht werden. Außerdem ist in den Ergebnissen der Simulation zu erkennen, dass die implementierte multilineare isotrope Verfestigung bis zu einer Verschiebung von ca. 4,2 mm bereits abgeschlossen ist (siehe Abbildung 152, schwarzer Pfeil). Danach verläuft die Last-Verschiebungskurve linear in Abhängigkeit von der ebenfalls linear ansteigenden Belastungsgeschwindigkeit. Der Einfluss durch Kriechen bewirkt eine Änderung der Steigung dieser linearen Funktion. Der Vergleich zwischen Modell 2 (ohne Kriechdehnung) und Modell 2a (mit Kriechdehnung) kann dabei eingesehen werden.

Für die Einschätzung der Schnittkräfte nach der vorgeschlagenen Modellerstellung zum Versagensablauf sollen die wichtigsten Kenngrößen mit den bereits gewonnenen Erkenntnissen und Modell 2 erarbeitet werden.

Die Gesamtverformung zeigt den Einflussbereich infolge der aufgetragenen Axialzugbelastung.

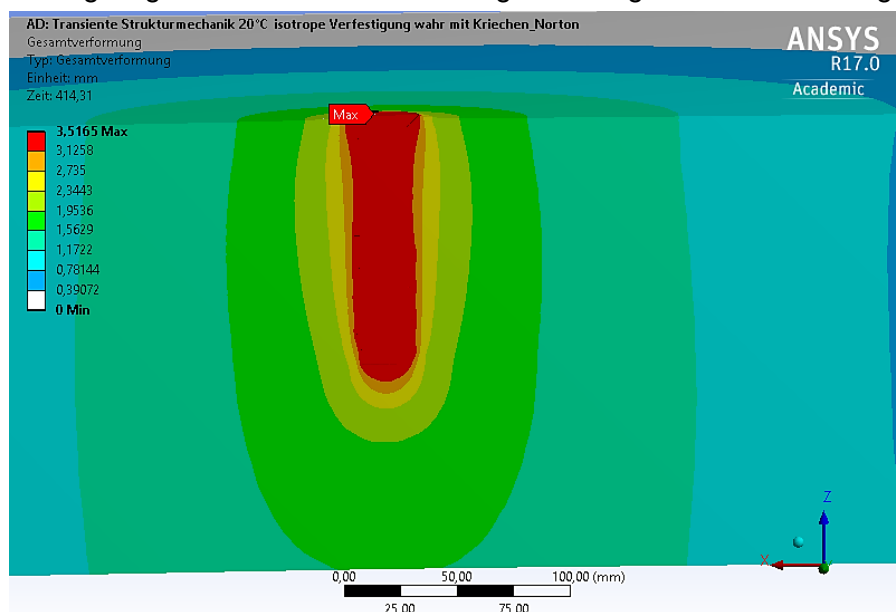


Abbildung 153: Gesamtverformung bei 20°C

Ein Maximalwert von 3,52 mm wird hier erreicht, der Einflussbereich ist im Vergleich zur Sprödtemperatur bei -20°C größer.

Die elastische Hauptdehnung ist nachfolgend im Vergleich zum Ausbruchkörper aus den Versuchen dargestellt.

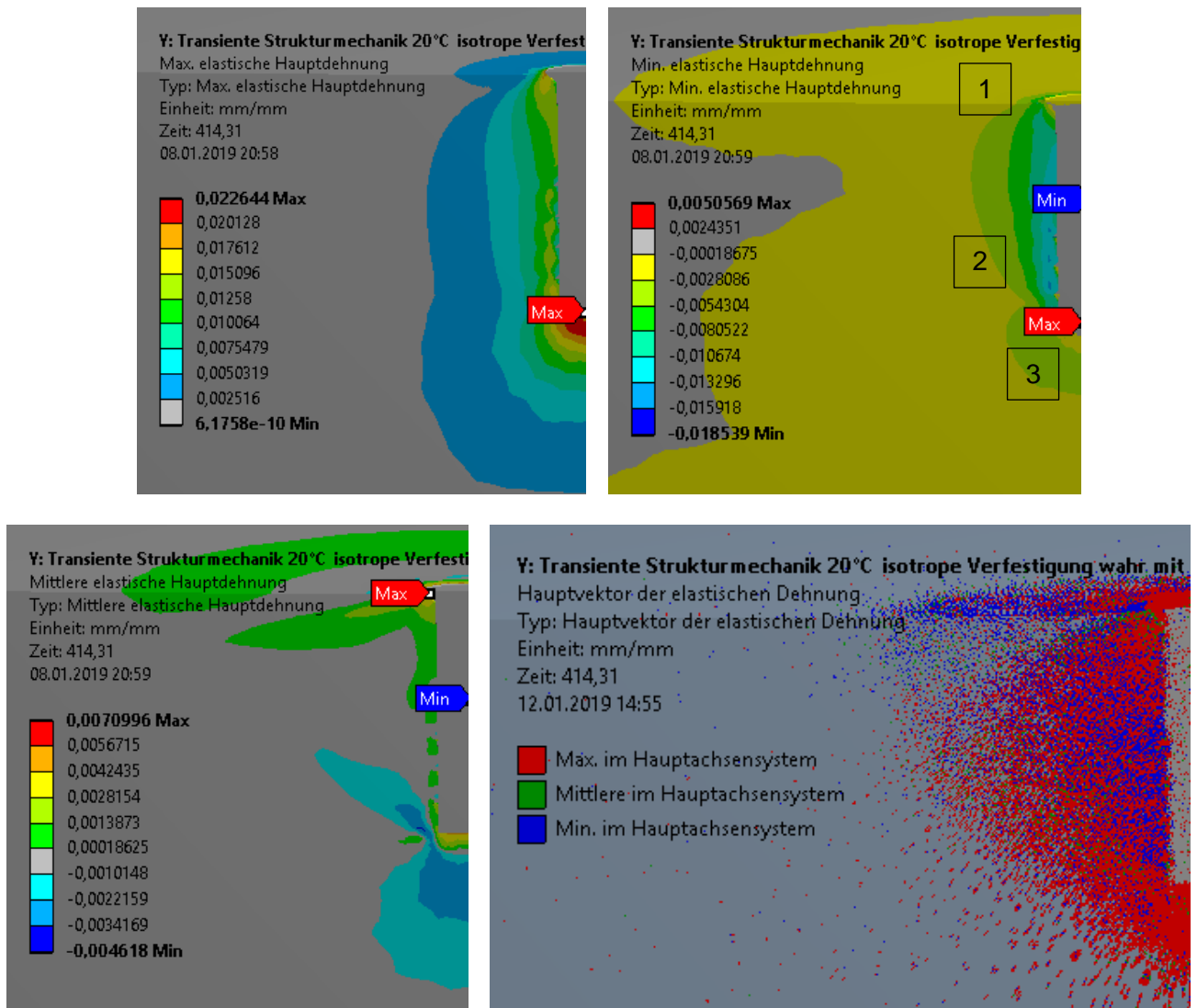


Abbildung 154: Oben links: Maximale elastische Hauptdehnung; Oben rechts: Minimale elastische Hauptdehnung; Unten links: Mittlere elastische Hauptdehnung; Unten rechts: Hauptvektor der elastischen Dehnung; 20°C

Vergleichbar mit den Ergebnissen bei -20°C zeigt der Hauptvektor der minimalen elastischen Hauptdehnung im Umfeld des Schraubenkopfes radial zur Mantelfläche der Schraube (Punkt 1). Der Ausbruchkegel stellt sich durch Druck in Belastungsrichtung ein. Entlang der Schraubenmantelfläche (Punkt 2) zeigt die minimale elastische Hauptdehnung im Winkel des sich in den Versuchen einstellenden Ausbruchkegels zur Verankerungsoberfläche hin. Das infinitesimale Volumenelement wird auch hier auf Druck beansprucht. Unterhalb der Schraube zeigt die negative minimale elastische Hauptdehnung tangential zum Schraubenende (Punkt 3).

Die maximale elastische Hauptdehnung zeigt positiv (Zug) in der Umgebung des Schraubenkopfes in tangentialer Richtung zur Mantelfläche der Schraube. In Punkt 2 zeigt der Hauptvektor orthogonal zur minimalen elastischen Hauptdehnung in der dargestellten Ebene in Zugrichtung.

Unterhalb der Befestigung stellt sich zunächst die größte Zugdehnung ein, diese breitet sich darauffolgend aus.

Die Betrachtung der Schubspannung in der XZ- und YZ-Ebene entlang des Schaftes ergibt den Wert für die Schubspannung τ_2 .

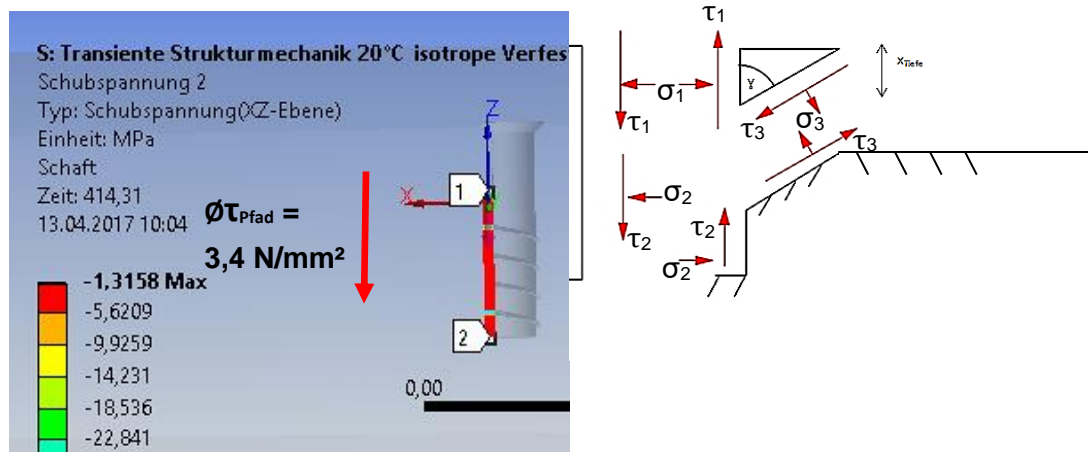


Abbildung 155: Links: Schubspannung entlang des Pfades der Versagensfläche am Schaft; Rechts: Schnittkräfte zwischen Schraube und Verankerungsgrund, Ausbruchkegel und Verankerungsgrund; -20°C

Die Maximalwerte befinden sich hierbei unterhalb und in Höhe des Gewindes. Aufgrund von Spannungsumlagerungen können in den Schnittflächen nur für die Schubspannung τ_2 Berechnungen erfolgen (siehe Anhang B, Abbildung 184). So kann über den Mittelwert über die Pfadlänge multipliziert mit der Mantelfläche des Bohrlochs ein Wert von $F = 16,8 \text{ kN}$ unter der maximalen Last mit linear-elastischen Materialversagen bestimmt werden.

$$F = \tau \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot (h_{ef} - b_{\text{Ausbruchkegel}}) = 3,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 2 \cdot \pi \cdot 12 \cdot (100 \text{ mm} - 35 \text{ mm}) = 16,77 \text{ kN}$$

$\tau = 3,4 \text{ N/mm}^2$ = mittlerer Schubspannungswert in der XZ-Ebene (siehe Abbildung 145, Links: $\phi \tau_{\text{Pfad}}$)

$r = 12 \text{ mm}$ = Versagensradius am Gewindeende

$h_{ef} - b_{\text{Ausbruchkegel}}$ = Versagen über Verbundspannung am Bohrloch (exklusive Tiefe des Ausbruchkegels)

Dies bedeutet, dass laut Gleichung 6.7 gilt:

$$\uparrow: 31,1 \text{ kN} = (16,8 \text{ kN} + \Delta H) + X_{\text{Ausbruchkegel}}$$

Weitere Spannungskomponenten können Einfluss haben. Es gilt daher $F_{\tau_2} = 16,8 \text{ kN} + \Delta H$. Bei Gebrauchstemperatur versagen zähe Werkstoffe wie Asphalt im Vergleich zu spröden Werkstoffen nicht unter maximalen Zug-Hauptspannungen, die zu Rissen führen.

Da Spannungskomponenten ($\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$) für zähe Werkstoffe auftreten (Gleichung 7.13), wird die Vergleichsspannung nach Mises näher untersucht. Diese Spannung nach der Gestaltänderungsenergiehypothese wird herangezogen, um zähe Materialien tiefergehend zu analysieren und zeigt die Kombination von Spannungskomponenten an.

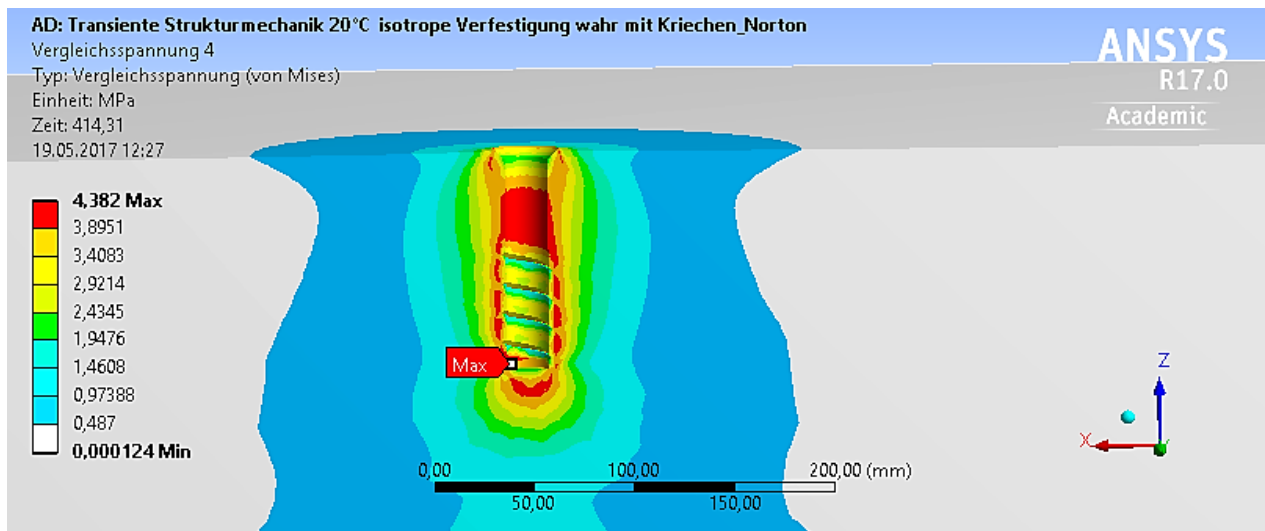


Abbildung 156: Vergleichsspannung nach Mises unter Bruchlast und Gebrauchstemperatur 20°C

Oberhalb des Gewindes stellt sich die größte Spannung im Asphalt ein, ebenso unterhalb des Befestigungselementes. Der maximale Wert von 4,3 N/mm² ist am unteren Ende der Befestigung zu erkennen. Der Einflussbereich der Spannungen befindet sich bis 145 mm von der Schraubenmitte entfernt. Dies entspricht dem Radius des sich einstellenden Ausbruchkegels aus den Versuchen. Für eine einfache Handrechnung mithilfe der mittleren Spannungswerte entlang des Versagens ergibt sich:

$$F = \sigma_{v,M} \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot h_{ef} = \left(\frac{4,3 + 3,4}{2} \right) \text{ N/mm}^2 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 12 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm} = 29 \text{ kN}$$

$\sigma_{v,M}$	=	Vergleichsspannung nach Mises	[N/mm ²]
r	=	Radius des Versagens	[mm]
h_{ef}	=	Verankerungstiefe	[mm]

Wobei 12 mm dem Radius des Versagens am Gewindeende entspricht und 100 mm der Verankerungstiefe. Das Ergebnis von 29 kN liegt sehr nahe an der mittleren Bruchlast der Versuche mit 31,1 kN.

Modellierung für hohe Temperatur nahe des Erweichungspunktes mittels multilinearer isotroper Verfestigung – Modell 2

Aufgrund der hohen plastischen Verformung bei 40°C erfolgt die Simulation mithilfe der multilineareren isotropen Verfestigung. Es erfolgt die Annahme, dass auch hier die Kriechdehnung keinen Einfluss bis zum schnellen Eintreten des Versagens hat.

Tabelle 48: Eingabedaten aus den Ausziehversuchen für Modell 2 bei 40°C – Technische Daten

Temperatur [°C]	Linear-elastisch		plastisch	
	Isotrope Elastizität		Multilineare Isotrope Verfestigung (Versuch A3-4)	
	E-Modul [N/mm ²]	Querkontraktionszahl nach [86] [-]	Spannung [N/mm ²]	Plastische Dehnung (m/m)
-20	20,0	0,35	0,25	0
			0,44	0,0001
			1,09	0,0149
			1,76	0,0649
			2,0	0,1161

Ergebnisdiskussion der multilinenen isotropen Verfestigung – Modell 2

Die Last-Verschiebungskurve aus Versuch und Simulation sollen in Abbildung 157 verglichen werden.

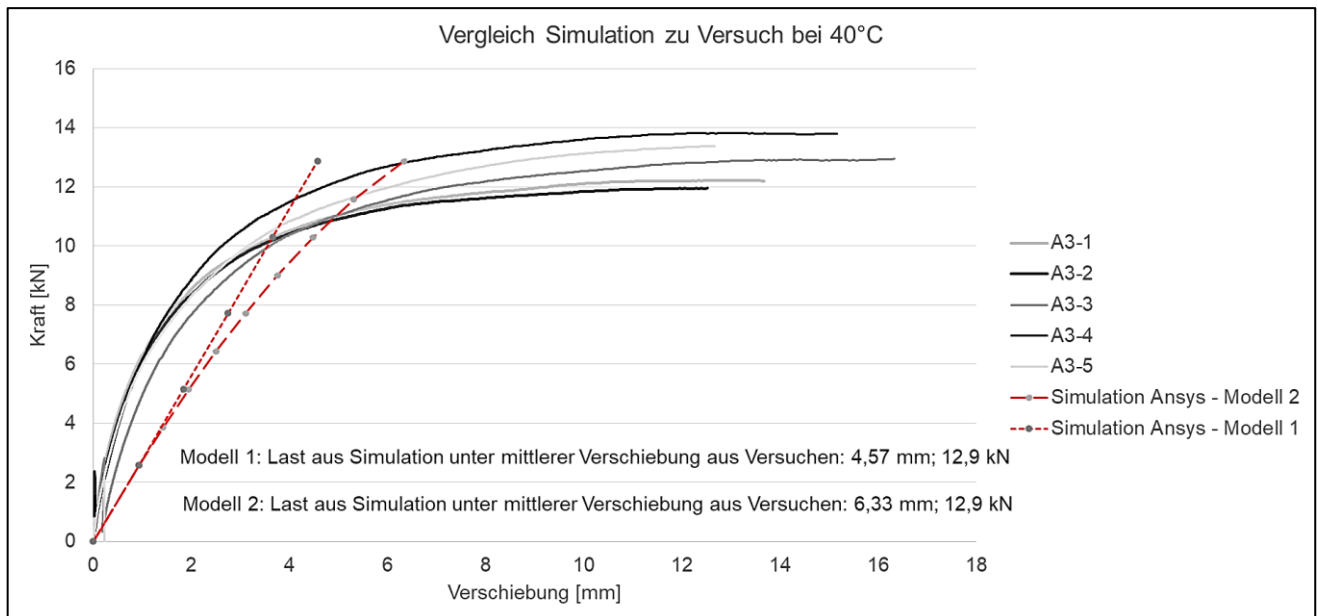


Abbildung 157: Last-Verschiebungskurven aus Versuch und Simulation im Vergleich bei 40°C

Es ist zu erkennen, dass der lineare Anteil der Funktion in der Simulation leicht unterschätzt wird. Die Funktion verläuft zu Beginn unterhalb der Ausziehversuche A3-1 bis A3-5. Nachfolgend ist die elastische Hauptdehnung angegeben, um weiterführende Informationen zu den Ausziehversuchen zu erlangen.

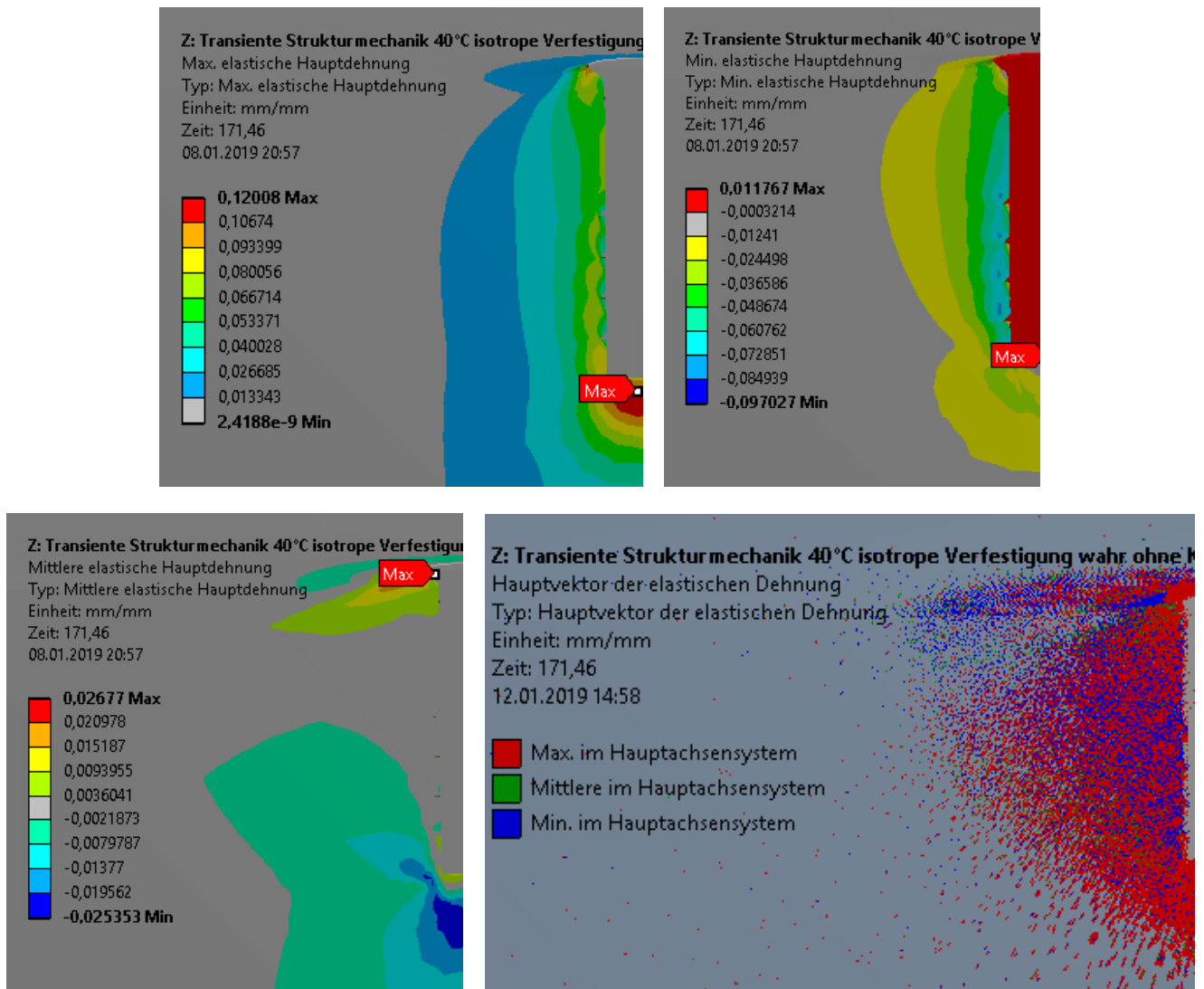


Abbildung 158: Oben links: Maximale elastische Hauptdehnung; Oben rechts: Minimale elastische Hauptdehnung; Unten links: Mittlere elastische Hauptdehnung; Unten rechts: Hauptvektor der elastischen Dehnung; 40°C

Das Simulationsergebnis bei 40°C entspricht dem der anderen Temperaturen, die größte Zugdehnung stellt sich unterhalb des Befestigungselementes ein (siehe maximale elastische Hauptdehnung), entlang des Schraubenschaftes stellt sich auch hier im Winkel des sich einstellenden Aufbrechen des Asphalts ein.

Die Schubspannung entlang des Pfades bei 40°C in der XZ-Ebene ergibt einen Wert von $\tau_2 = 6,6 \text{ kN} + x$. Eine weitere Analyse der Vergleichsspannung nach Mises ergibt, dass weitere Spannungskomponenten für den Lastabtrag wirken.

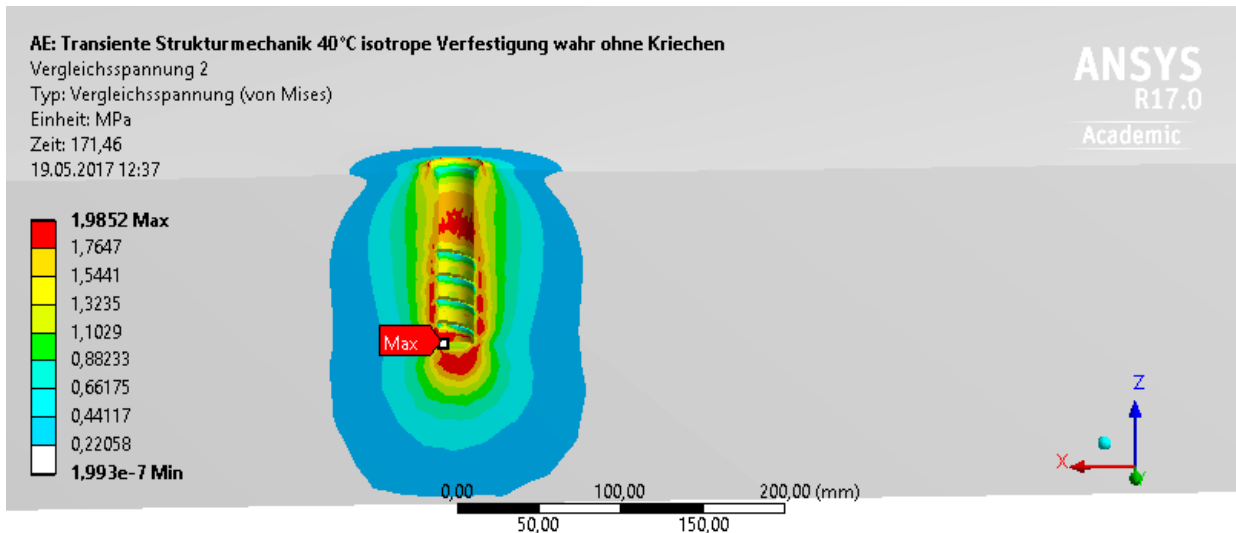


Abbildung 159: Vergleichsspannung nach MISES bei 40°C

Für eine einfache Handrechnung mithilfe der mittleren Spannungswerte entlang des Versagens ergibt sich:

$$F = \sigma_{v,M} \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot h_{ef} = \left(\frac{1,99 + 1,54}{2} \right) \text{ N/mm}^2 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 12 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm} = 13,3 \text{ kN}$$

$\sigma_{v,M}$ = Vergleichsspannung nach Mises [N/mm²]

r = Radius der Versagens [mm]

h_{ef} = Verankerungstiefe [mm]

Wobei 12 mm dem Durchmesser der versagenden Mantelfläche entspricht und 100 mm der Verankerungstiefe. Das Ergebnis von 13,3 kN liegt sehr nahe an der mittleren Bruchlast der Versuche mit 12,9 kN.

7.4. Materialmodellierung mithilfe Probekörperentnahme

7.4.1. Herangehensweise

Um die Prüfung von Befestigungen in Asphalt und deren Modellierung in der Finite-Elemente-Methode zu erleichtern, können über die Entnahme von Bohrkernen aus der Versuchsfläche möglichst viele Informationen über die Materialeigenschaften gewonnen werden. Durch die Entnahme ist es möglich, die Steifigkeit jeder Asphaltschicht gesondert zu betrachten und eine bessere Funktionsannäherung der Last-Verschiebungskurve zu erreichen. Zusätzlich zu den Ausziehversuchen wurden Spaltzugversuche an Bohrkernen durchgeführt, um die Gestaltänderungs- und Formänderungsanteile der Beanspruchung und die Modellierung einer Prony-Serie [20] herauszuarbeiten. Mithilfe von Prony-Serien können Kompressionsmodul K und Schubmodul G als eine Funktion der Zeit implementiert werden. Dies ist für eine genauere Annäherung der Versuche und des viskoelastischen Verhaltens im Vergleich zu vorangegangenen Modellen sinnvoll. Gestaltänderungsanteile können in Versuchen durch Änderungen des äußeren Umrisses bestimmt werden, wie beispielsweise durch Spaltzugversuche. Formänderungsanteile können wiederum durch Zug- oder Druckversuche bestimmt werden. Diese haben Einfluss auf das Volumen der getesteten Probekörper. Nachfolgende Abbildung 160 zeigt den Ablauf der Modellerstellung.

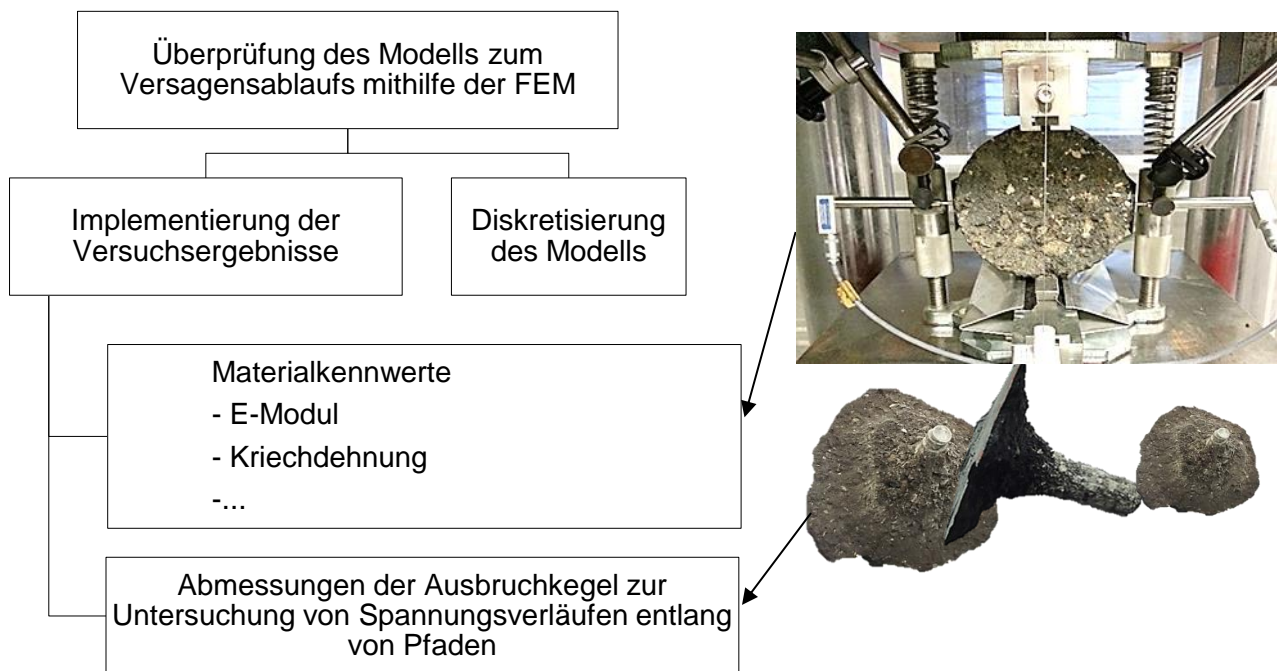


Abbildung 160: Ablauf der Modellerstellung mittels der Versuchsergebnisse aus entnommenen Bohrkernen

7.4.2. Nichtlineare Materialmodellierung – Modell 3

Um eine höhere Genauigkeit der Simulationsergebnisse zu erlangen, wurden die aus Kapitel 4.8.4 beschriebenen Spaltzugversuche als Basis verwendet. Mithilfe einer Prony-Schub-Relaxation kann eine Annäherung an den Spannungs-Dehnungsverlauf mithilfe parallel geschalteter Maxwell-Elemente durchgeführt werden.

Die in Kapitel 4.8.3 durchgeführten Spaltzugversuche wurden mit den gleichen Randbedingungen, also einer linearen Belastungsgeschwindigkeit äquivalent zu den Ausziehversuchen, durchgeführt. Die Gussasphaltschicht und Asphaltbinderschicht wurden dazu getrennt voneinander getestet, um den statischen E-Modul jeder Schicht gesondert zu bestimmen (siehe Kapitel 4.8.4). Dies soll sicherstellen, dass für die im Ausziehversuch geltenden Randbedingungen eine Simulation erfolgen kann und Materialmodelle für jede Schicht angesetzt werden können. Nachfolgend ist eine Darstellung des Modells 3 in Abbildung 161, rechts angegeben.

Für diese Materialmodellierung mithilfe der Gestaltänderungsanteile gilt es die einwirkende Normalkraft auf den Probekörper zu untersuchen. Es wird daher die Horizontalverschiebung angesetzt, da aus den Ergebnissen des Spaltzugversuchs die Gestaltänderungsanteile des Asphalts implementiert werden können. Dazu ist die Betrachtung der Normalkraft auf die Horizontalverschiebung erforderlich. Nachfolgende Abbildung zeigt den durchgeführten Versuch und das umgesetzte Modell 3.

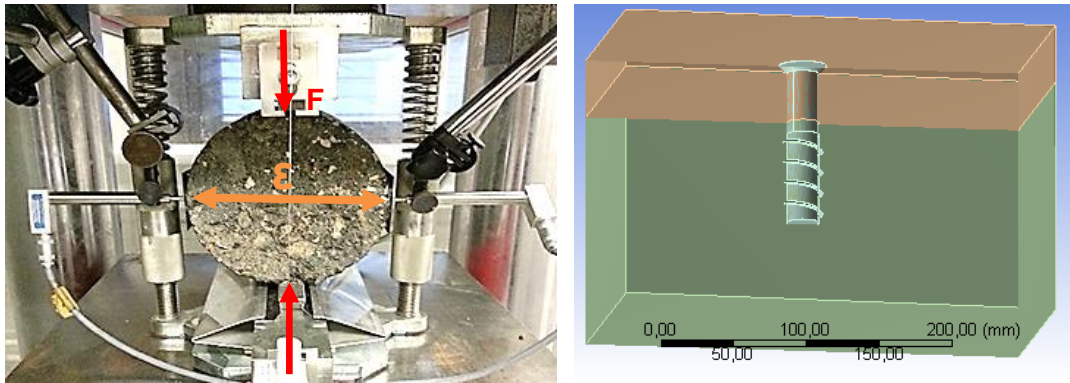


Abbildung 161: Links: Spaltzugversuch; Rechts: Modell 3

Um nun aus diesen Versuchen das viskoelastische Werkstoffverhalten zu bestimmen, muss zunächst die Kriechdehnungsfunktion $\epsilon(t)$ bestimmt werden.

Unter konstanter oder linear ansteigender Belastungsgeschwindigkeit erfolgt dies über ein „curve-fitting“ mithilfe der an die Funktion sich annähernden Geraden unter Beachtung der dafür geltenden Bedingungen (siehe Ausarbeitung zu Modell 2a, Kapitel 7.3.3 und Anhang B, Abbildung 181). Daraufgehend kann mithilfe der nun bekannten Spannungs-Zeitfunktion und des Verfahrens nach Boltzmann aus [19] eine Unterteilung des Spannungs-Zeit-Verlaufs durch Stufenaufteilung der Versuchsdaten in mehrere konstante Spannungsabschnitte erfolgen [19].

Ist die Kriechdehnung pro Stufe bekannt, können die Spannungswerte mithilfe des Boltzmann'schen Superpositionsprinzips zur Implementierung in Ansys Workbench für einzelne konstante Stufen berechnet und daraufgehend aufsummiert werden (siehe Abbildung 162). Der im Versuch vorgegebene lineare Verlauf der Belastungsgeschwindigkeit wird demnach in einzelne konstante Spannungsstufen aufgeteilt. Auf diese Weise kann die Berechnung der Kriechdehnung mit den bereits beschriebenen Gleichungen für konstante Funktionen erfolgen ([19], siehe Kapitel 7.3.3).

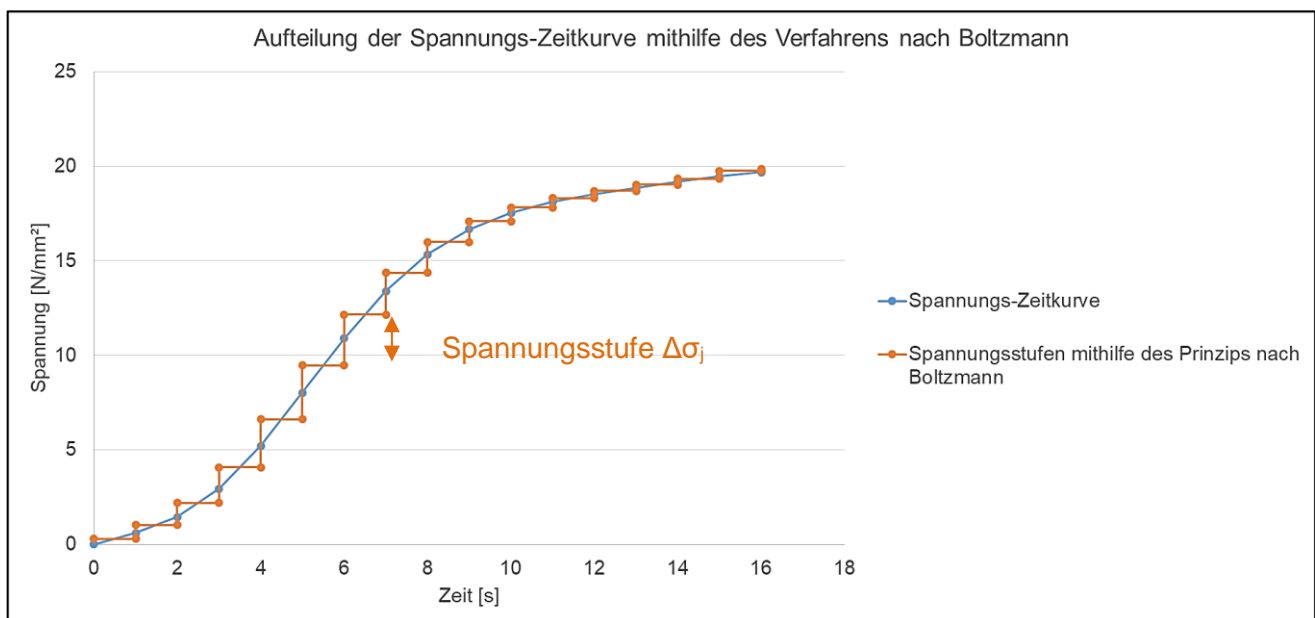


Abbildung 162: Boltzmann'sches Superpositionsprinzip an der Spannungs-Zeitkurve in Anlehnung an [19]

In jeder Spannungsstufe $\Delta\sigma_i$ wird, wie in Abbildung 162 zu sehen ist, die aufgebrachte Spannung als konstant angesehen und berechnet. Die sich einstellende Dehnung kann für den betrachteten Zeitpunkt über die einzelnen Dehnungswerte je Spannungsstufe aufsummiert werden. Zur Bestimmung der Kriechfunktion gilt dabei [19]:

$$\varepsilon(t) = \sum_j \Delta\sigma_j \cdot J(t - T_j) \quad (7.16)$$

Für jede Spannungsstufe kann nun der Wert der Kriechfunktion berechnet werden. Mithilfe der Spannungs-Dehnungsbeziehung und Gleichung 7.16 kann der Elastizitätsmodul nachfolgend für jede Spannungsstufe berechnet werden.

Aus allen Sprüngen ergibt sich für die Kriechdehnung bzw. die zugehörige Kriechfunktion [19]:

$$\varepsilon(t) = J(t) \cdot \sigma(0) + \sum_{i=1}^n J(t - t_i) \cdot \Delta\sigma_i \quad (7.17)$$

Da die Kriechfunktion bzw. darauffolgend die Relaxationsfunktion nun aus der Dehnungs-Spannungsbeziehung bestimmt ist, können nun die E-Moduln bzw. Schubmoduln nach Gleichung 6.2 und 6.3 berechnet werden. Dies erfolgt für jedes einzelnes Maxwell-Element. Die Relaxationszeit kann mithilfe von Tangentenmoduln für jedes Maxwell-Element bestimmt werden (siehe Abbildung 163, blaue Markierung). Dabei gilt laut FENG und HALLQUIST [117], dass pro 10 Sekunden Versuchszeit ein Maxwell-Element implementiert werden sollte. Entsprechend werden für jede Schicht des Asphalts zwei Maxwell-Elemente angesetzt und das Ergebnis überprüft.

Die Werkstoffgleichung von zwei Maxwell-Elementen ist in Anhang B, Kapitel 11.1 angegeben.

Abbildung 163 zeigt beispielhaft eine Annäherung an eine Relaxationsfunktion mithilfe einer Parallelschaltung von Maxwell-Elementen.

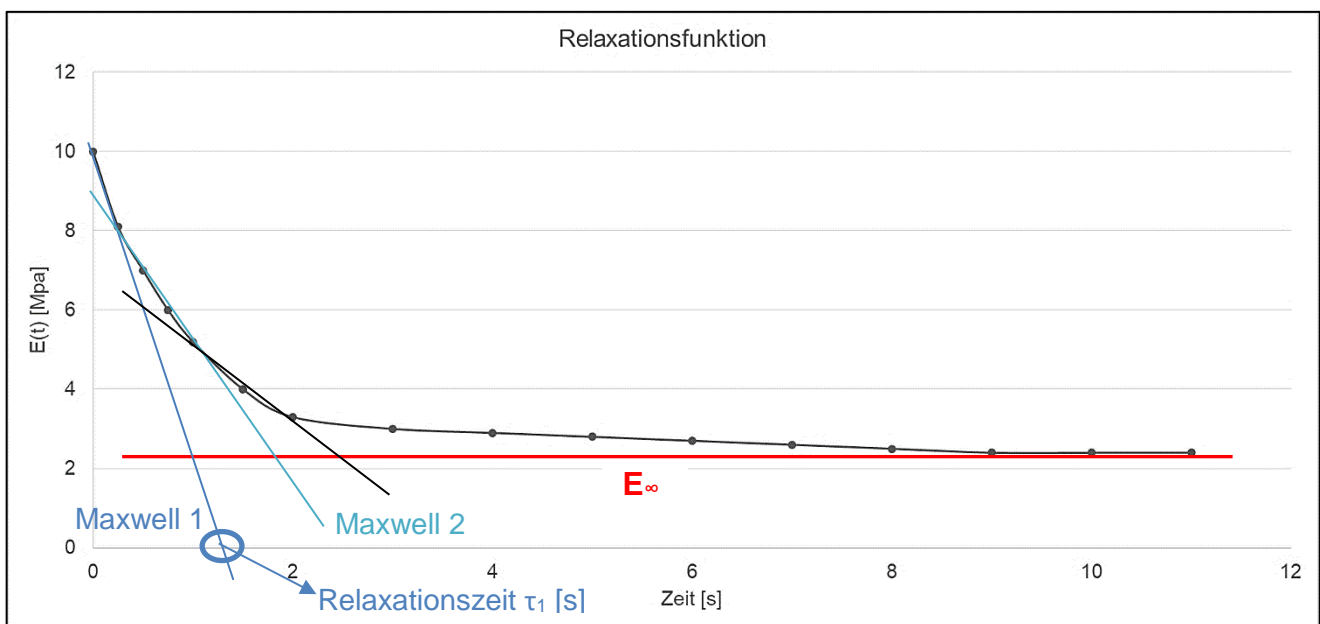


Abbildung 163: Beispielhafte Relaxationsfunktion und Annäherung mithilfe von Maxwell-Elementen

Es gilt nach [118]:

$$E(t) = E_0 + E_1 + E_2 \quad (7.18)$$

und

$$E_0 = E_\infty + \sum_{i=1}^{n_E} E_i \quad (7.19)$$

n_E = Anzahl an Maxwell-Elementen

Um ein viskoelastisches Materialverhalten in Ansys Workbench modellieren zu können, müssen die Werkstoffeigenschaften über Versuche erfasst werden. Dazu sind Versuche erforderlich, die entweder eine Gestaltänderung oder eine Volumenänderung bewirken. Volumenverändernde Versuche sind beispielsweise Zug- bzw. Druckversuche an Probekörpern. Gestaltändernde Versuche wiederum sind schubinduzierende Spaltzugversuche. Spaltzugversuche können für die Gestaltänderung herangezogen werden, sofern der volumenverändernde Anteil vernachlässigbar klein ist. Mit den Anteilen aus Gestaltänderung und Volumenänderung ergibt sich der zeitabhängige Zusammenhang, wobei der gestaltändernde Anteil über den Schubmodul $G(t)$ und der volumenändernde Anteil über den Kompressionsmodul $K(t)$ beschrieben wird [118]:

$$\underline{\underline{\sigma}} = \int_0^t 2G(t - \bar{t}) \frac{d}{d\bar{t}} (\underline{\underline{\varepsilon}}^d) d\bar{t} + \int_0^t K(t - \bar{t}) \frac{d}{d\bar{t}} (\varepsilon^v \underline{\underline{I}}) d\bar{t} \quad (7.20)$$

$\underline{\underline{\varepsilon}}$	=	Verzerrungstensor
ε^v	=	Volumendehnung
$\underline{\underline{\varepsilon}}^d$	=	Volumenkonstante Dehnung (deviatorischer Anteil)
$\underline{\underline{I}}$	=	Einheitsmatrix

Für die Beschreibung der Viskoelastizität kann zunächst der vereinfachte eindimensionale Fall berechnet werden. Dazu werden die Maxwell-Elemente für die Anteile der Gestaltänderung und Volumenänderung gleichgesetzt (siehe Tabelle 49 und Tabelle 50). Im Folgenden wird daher der über die Spaltzugversuche zu bestimmende Schubmodul herangezogen.

Nach LANDGRAF [118] kann der Schubmodul G_0 für die Spaltzugversuche mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$G_0 = G_\infty + \sum_{i=1}^{n_G} G_i \quad (7.21)$$

G_∞ entspricht dabei dem Modul der parallel geschalteten Feder, G_i den Schubmoduln der Maxwell-Elemente.

Anstatt Schubmoduln werden in Ansys mithilfe der Prony-Schub-Relaxation in „Daten Engineering“ nach LANDGRAF Verhältniszahlen, also eine Wichtungsfunktion für jedes Maxwell Element, implementiert. Es gilt nach [118]:

$$\alpha_i^G = \frac{G_i}{G_0} \quad (7.22)$$

Für jede Spannungsstufe des Boltzmann'schen Superpositionsprinzips gilt folglich nach LANDGRAF [118]:

$$G(t - \bar{t}) = G_0 \left(\alpha_\infty^G + \sum_{i=1}^{n_G} \alpha_i^G \cdot e^{-\frac{t-\bar{t}}{\tau_i}} \right) \quad (7.23)$$

Alle aufgeführten Berechnungen erfolgten sowohl für die Gussasphaltschicht (G) als auch für die Asphaltbinderschicht (AB) aufgrund der Verankerungstiefe h_{ef} der Asphalterschraube d.h. durch die Gussasphaltschicht bis in die Asphaltbinderschicht. Die Zuordnung der beiden Maxwell-Elemente für jede der Schichten ist nachfolgend in Abbildung 164 dargestellt.

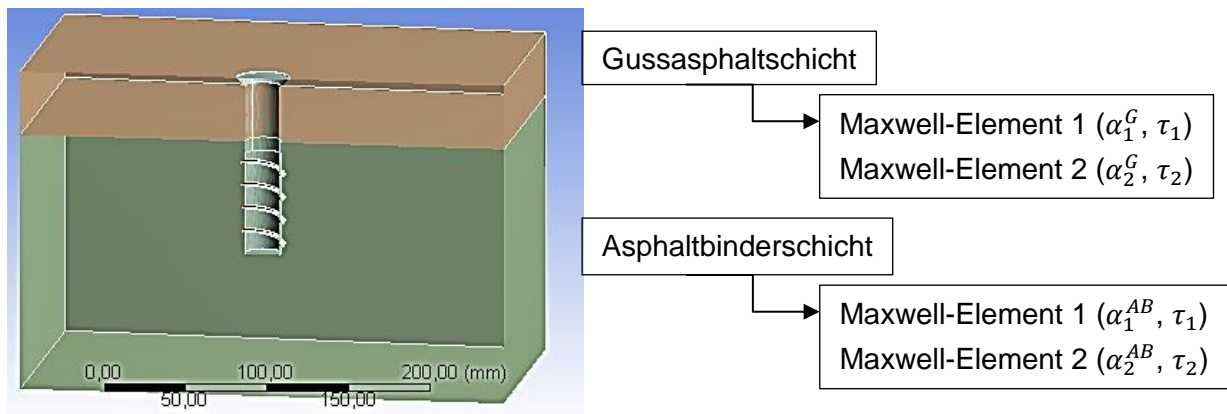


Abbildung 164: Zuordnung der Maxwell-Elemente je Schicht

Alle Ausziehversuche wurden durchgeführt, um die Höchstlasten für Befestigungen in Asphalt zu definieren. Aus diesem Grund wurde die Belastungsgeschwindigkeit für alle Versuche einheitlich festgelegt. Aufgrund der in Abbildung 162 gezeigten nichtlinearen Spannungs-Zeitkurve trotz angesetzter linear ansteigender Belastungsgeschwindigkeit im Spaltzugversuch erfolgt die Annäherung der Dehnungs-Zeitkurve mithilfe von zwei Maxwell-Elementen in Ansys Workbench. Der Einfluss des Versuchsstandes kann auf diese Weise mitbetrachtet werden. Dazu wird ein Element mit der Größe von 1 mm³ modelliert und den aus den Spaltzugversuchen aufgetragenen Spannungswerten ausgesetzt. Dementsprechend soll die Belastung an einem einzelnen Element im Zuge des Spaltzugversuches nachgebildet werden und für das Modell 3 Anwendung finden. Die zuvor beschriebene Berechnung wird dabei umgesetzt.

In einer Parameterstudie galt es, durch die Veränderung einzelner Parameter den Einfluss auf das Ergebnis zu beobachten. Das Ergebnis für die Gussasphaltschicht ist dem Anhang B, Abbildung 185 zu entnehmen. Die Asphaltbinderschicht und ihre Annäherung sind ebenfalls im Anhang B, Abbildung 186 zu finden.

Da die Spaltzugversuche nur bei 20°C erfolgten, wird dieses Modell 3 herangezogen, um Möglichkeiten zur Materialkennwertermittlung über die Probekörperentnahme aufzuzeigen.

Tabelle 49: Materialkennwerte für Modell 3 - Gussasphaltschicht

Gussasphaltschicht				
E-Modul	8133,7 N/mm²			
Prony Schub-Relaxation				
Verhältnisse α_i^G nach Gleichung 7.22	$\alpha_1^G=$	0,71	$\alpha_2^G=$	0,29
Relaxationszeiten	$\tau_1=$	30 s	$\tau_2=$	2 s
Prony volumetrische Relaxation				
Verhältnisse α_i^G nach Gleichung 7.22	$\alpha_1^G=$	0,71	$\alpha_2^G=$	0,29
Relaxationszeiten	$\tau_1=$	30 s	$\tau_2=$	2 s

Die Querkontraktionszahl wurde zur Berechnung nach [86] mit $\nu = 0,35$ angenommen. Sowohl für die Prony Schub-Relaxation als auch für die Prony volumetrische Relaxation werden dieselben Werte angesetzt, um den vereinfachten eindimensionalen Belastungsfall zu modellieren.

Tabelle 50: Materialkennwerte für Modell 3 - Asphaltbinderschicht

Asphaltbinderschicht				
E-Modul	381,4 N/mm²			
Prony Schub-Relaxation				
Verhältnisse α_i^{AB} nach Gleichung 7.22	$\alpha_1^{AB}=$	0,63	$\alpha_2^{AB}=$	0,37
Relaxationszeiten	$\tau_1=$	11	$\tau_2=$	3
Prony volumetrische Relaxation				
Verhältnisse α_i^{AB} nach Gleichung 7.22	$\alpha_1^{AB}=$	0,63	$\alpha_2^{AB}=$	0,37
Relaxationszeiten	$\tau_1=$	11	$\tau_2=$	3

Die Wahl der Elementtypen entspricht in dieser Simulation den zuvor in Modell 1 und Modell 2 verwendeten. Die Aufteilung der Schichten des Asphalts in Gussasphalt- und Asphaltbinderschicht soll eine höhere Genauigkeit des Ergebnisses ermöglichen.

Ergebnisdiskussion der nichtlinearen Materialmodellierung – Modell 3

Der nachfolgende Vergleich der Last-Verschiebungskurven aus Versuch und Simulation zeigt eine bessere Annäherung verglichen mit Modell 2a bei Gebrauchstemperatur.

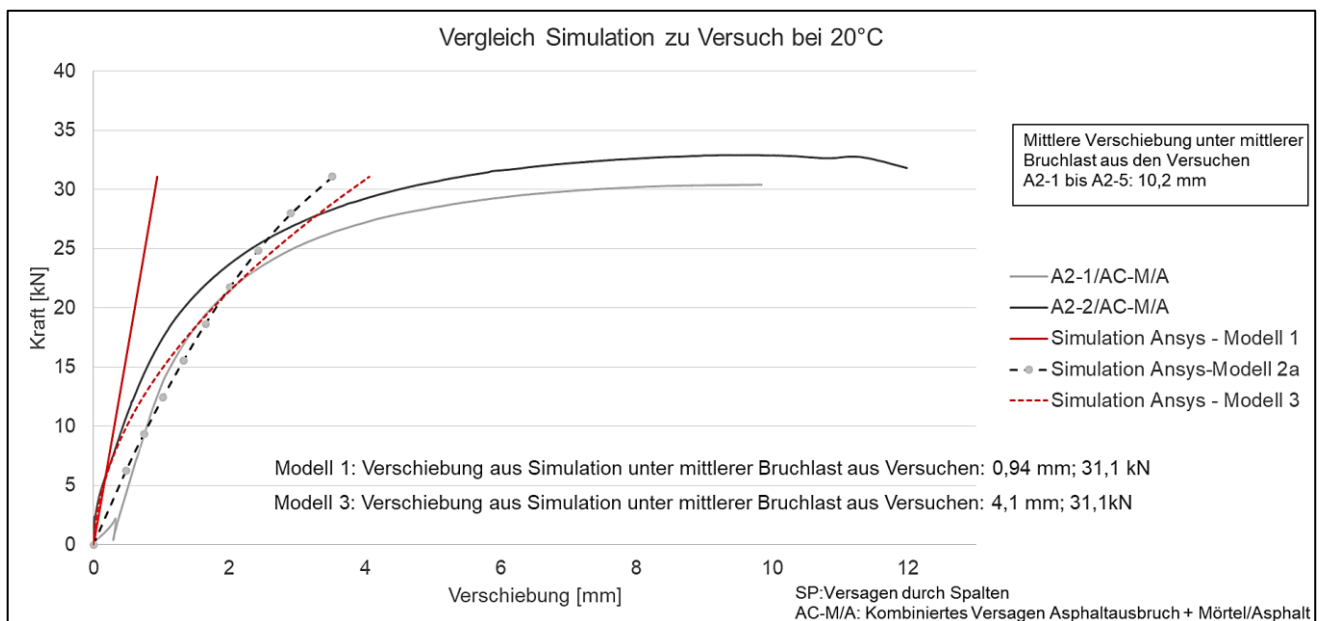


Abbildung 165: Last-Verschiebungskurve Simulation und Versuch im Vergleich bei 20°C – Modell 3

Im Vergleich zu Modell 2a wird die Last-Verschiebungskurve anfangs besser abgebildet. Dies gilt insbesondere bei Betrachtung der typisch abgeflachten Kurve aus Versuch A2-2 im Anfangsbereich. Die Interaktion zwischen den beiden Asphaltsschichten wird hier gut abgebildet. Die Bruchlast ist für Modell 2a und Modell 3 innerhalb einer Verschiebung von 3,5 mm erreicht. Nachfolgend ist in Abbildung 166 die elastische Hauptdehnung dargestellt.

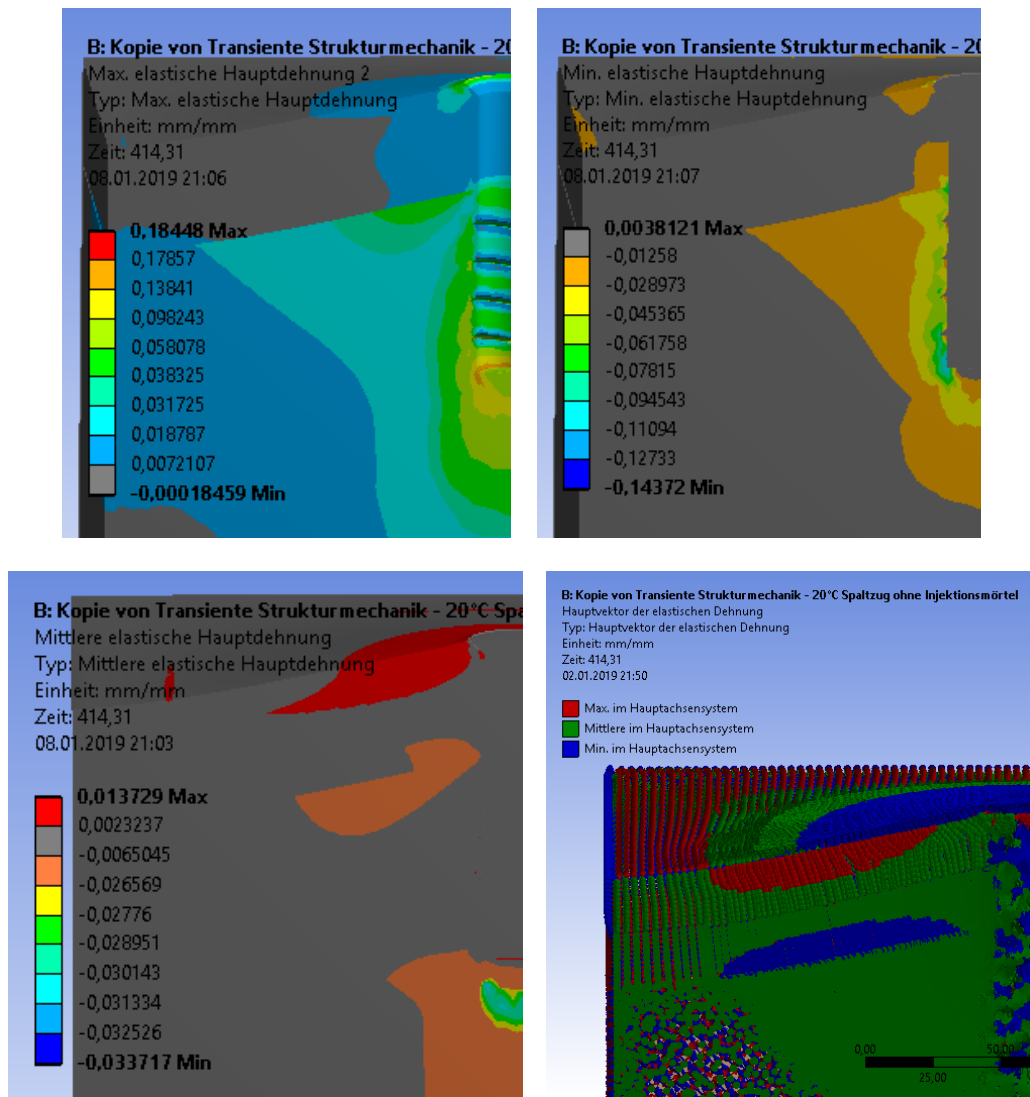


Abbildung 166: Oben links: Maximale elastische Hauptdehnung; Oben rechts: Minimale elastische Hauptdehnung; Unten links: Mittlere elastische Hauptdehnung; Unten rechts: Hauptvektor der elastischen Dehnung; 40°C

Unterhalb des Schraubenendes stellt sich die maximale elastische Hauptzugdehnung in Belastungsrichtung ein. Im Umfeld des Schraubenkopfes zeigt die maximale elastische Hauptzugdehnung tangential zur Schraube. Entlang des Schraubenschaftes stellen sich oberhalb der Gewinde Druckdehnungen ein. Die maximale elastische Hauptdehnung zwischen den Schichten des Asphaltbinders und des Gussasphalts zeigt am Punkt des sich einstellenden Ausbruchkegels aus den Versuchen eine Zugdehnung (grün markiert).

Die minimale elastische Hauptdehnung zeigt im Winkel des sich einstellenden Ausbruchkegel zur Verankerungsoberfläche hin. Die maximale elastische Hauptdehnung verläuft orthogonal zur minimalen elastischen Hauptdehnung in der dargestellten Ebene.

Nachfolgend wird für die Auswertung der Schubspannung entlang des Schaftversagens dargestellt.

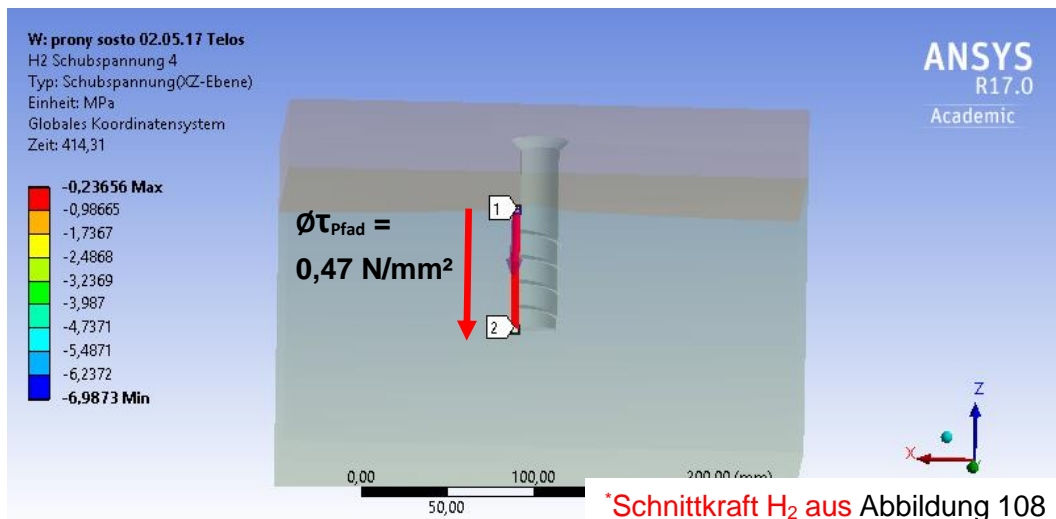


Abbildung 167: Schubspannung entlang des Pfades der Versagenden Fläche am Schaft bei 20°C – Modell 3

Aus der Simulation der Schubspannung entlang des Pfades ergibt sich (siehe Anhang B, Abbildung 187):

$$F = \tau \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot (h_{ef} - b_{\text{Ausbruchkegel}}) = 0,47 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 2 \cdot \pi \cdot 12 \cdot (100 \text{ mm} - 35 \text{ mm}) = 2,3 \text{ kN}$$

$\tau = 3,0 \text{ N/mm}^2$ = mittlerer Schubspannungswert in der XZ-Ebene (siehe Abbildung 145, Links: τ_{Pfad})

$r = 12 \text{ mm}$ = Versagensradius am Gewindeende

$h_{ef} - b_{\text{Ausbruchkegel}}$ = Versagen über Verbundspannung am Bohrloch (exklusive Tiefe des Ausbruchkegels)

Dies bedeutet, dass laut Gleichung 6.7 umgerechnet in Kräfte gilt:

$$\uparrow: 31,1 \text{ kN} = (2,3 \text{ kN} + \Delta H) + X_{\text{Ausbruchkegel}}$$

Im Gegensatz zur Simulation aus den Ausziehversuchen ist dieser Wert mit 2,3 kN geringer im Vergleich zu 16,67 kN aus Modell 2a. Dies zeigt, dass die Schubspannung den größten Anteil der Spannung darstellt. Die Komponente τ_2 soll mithilfe der Vergleichsspannung nach Mises überprüft werden. In Abbildung 168 ist die Vergleichsspannung nach von Mises zum Zeitpunkt der mittleren Bruchlast aus den Versuchen bei 20°C angegeben.

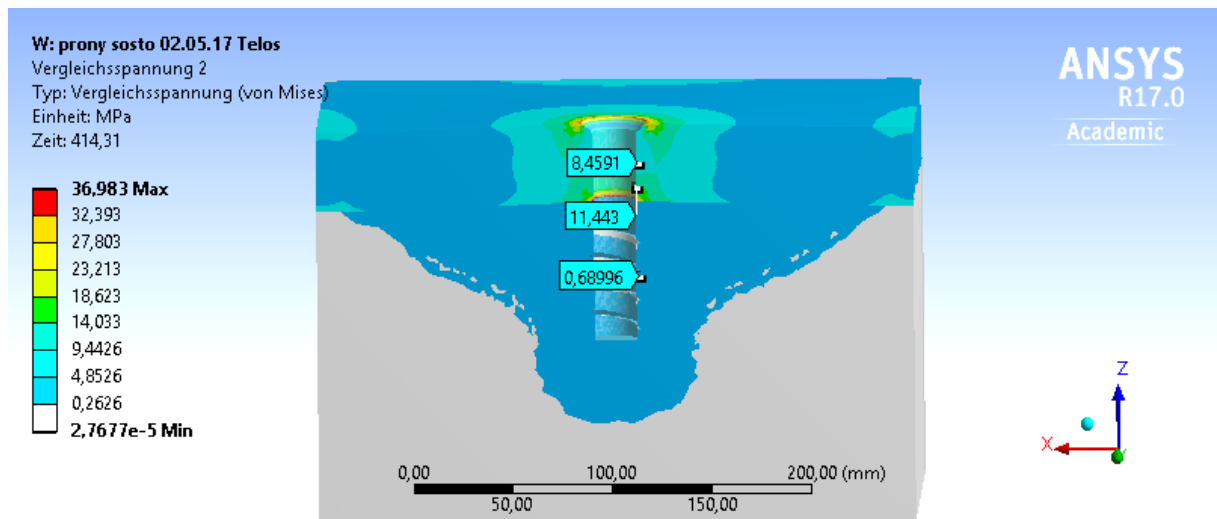


Abbildung 168: Vergleichsspannung nach Mises bei 20°C – Modell 3

Aufgrund der weitaus höheren Steifigkeit des Gussasphalts ist zu erkennen, dass über den Bereich der Schraube ohne Gewinde weitaus höhere Spannungen übertragen werden können. Der Schaftbereich mit hinterschneidendem Gewinde ist daher weitaus geringer an der Kraftübertragung beteiligt, als zunächst durch die Versuche der engen Abstützung vermutet. Eine Handrechnung ist aufgrund der großen Wertebereiche nicht möglich und erfolgt daher mit einer genaueren Betrachtung der Vergleichsspannung entlang von Pfaden in der versagenden Mantelfläche aus den Versuchen (siehe Abbildung 169, Pfad von 1 bis 2, blau markiert).

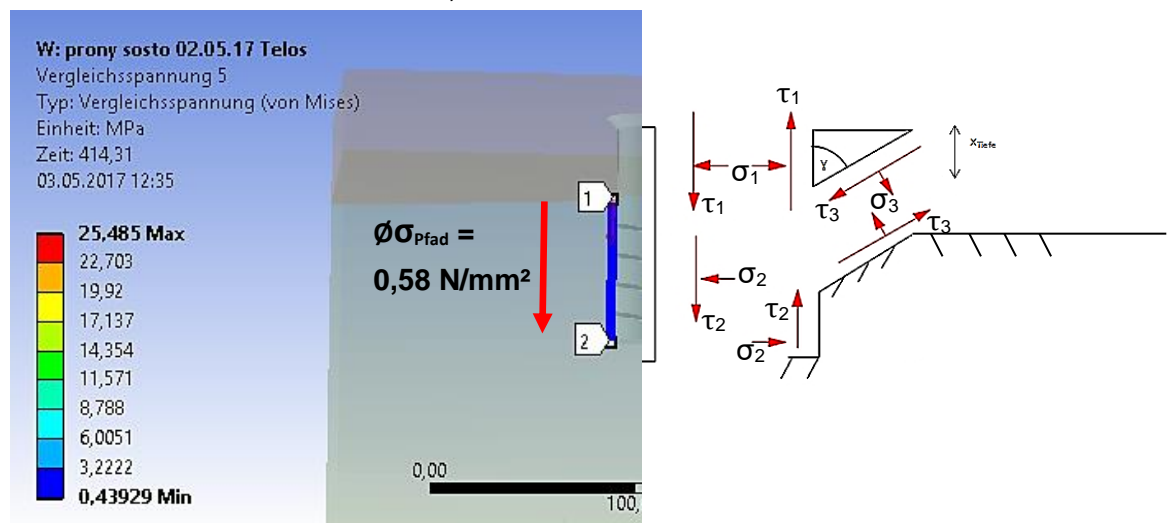


Abbildung 169: Links: Vergleichsspannung nach Mises entlang der versagen Mantelfläche bei 20°C – Modell 3; Rechts: Schnittkräfte zwischen Schraube und Verankerungsgrund

Die mittlere Vergleichsspannung von 0,58 N/mm² entlang des Schaftes ergibt eine Kraftübertragung von 4,37 kN (siehe Anhang B, Abbildung 188).

$$F = \sigma_{v,M} \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot h_{ef} = 0,58 \text{ N/mm}^2 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 12 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm} = 4,37 \text{ kN}$$

$$\sigma_{v,M} = \text{Vergleichsspannung nach Mises} \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$r = \text{Radius des Versagens} \quad [\text{mm}]$$

$$h_{ef} = \text{Verankerungstiefe} \quad [\text{mm}]$$

Das Verbundversagen beginnt in einer Tiefe von 35 mm im Bereich am Ende des Gewindes. Alle Spannungswerte wurden als Mittelwert entlang des Pfades mit 50 Punkten berechnet. Die Berechnung der Vergleichsspannung für die Schubspannung τ_3 entlang der Versagensfläche des Ausbruchkegels ergibt einen sehr hohen und damit nicht realistischen Wert. Es wird daher die Vergleichsspannung in der Gussasphaltschicht entlang des Schaftes gewählt und aus der senkrechten Schubspannung σ_1 die Schnittkräfte am Ausbruchkegel ermittelt. Für die Kraftübertragung über den Ausbruchkegel ergibt sich dementsprechend ein Wert von $F = 26,73 \text{ kN}$.

$$\uparrow: 31,1 \text{ kN} \approx 4,37 \text{ kN} + 26,73 \text{ kN}$$

Dies entspricht den ersten Beobachtungen und Annahmen aus den Ausziehversuchen, da hier über die steifere Gussasphaltschicht höhere Lasten übertragen werden können. Die Erkenntnisse des analytischen Modells widersprechen an dieser Stelle.

7.5. Parameterstudie des Modells 3

Um den Einfluss der Kriechdehnung auf die Versuchsergebnisse besser einschätzen zu können, wird nachfolgend eine Parameterstudie an der Gussasphaltschicht und der Asphaltbinderschicht durchgeführt.

Tabelle 51 zeigt den jeweils geänderten Parameter (rot markiert) im Vergleich zur Ausgangssituation für die Asphaltbinderschicht, um den Einfluss der Asphaltbinderschicht und der modellierten Maxwell-Elemente zu zeigen.

Tabelle 51: Parameterstudie - Gussasphaltschicht

Gussasphaltschicht				
E-Modul (isotrope Elastizität)	8133,7 N/mm²			
Prony Schub-Relaxation und Prony volumetrische Relaxation				
Verhältnisse α_i^G nach Gleichung 7.22	$\alpha_1^G=$	0,71	$\alpha_2^G=$	0,29
Relaxationszeiten	$\tau_1=$	30 s	$\tau_2=$	2 s
Parameteränderung A				
Verhältnisse α_i^G nach Gleichung 7.22	$\alpha_1^G=$	0,71	$\alpha_2^G=$	0,29
Relaxationszeiten	$\tau_1=$	30 s	$\tau_2=$	50 s
Parameteränderung B				
Verhältnisse α_i^G nach Gleichung 7.22	$\alpha_1^G=$	0,71	$\alpha_2^G=$	0,29
Relaxationszeiten	$\tau_1=$	30 s	$\tau_2=$	0,1 s

Tabelle 52 zeigt den jeweils geänderten Parameter (rot markiert) im Vergleich zur Ausgangssituation für die Asphaltbinderschicht. Die Zuordnung der einzelnen Maxwell-Elemente kann Abbildung 164 entnommen werden.

Tabelle 52: Parameterstudie - Asphaltbinderschicht

Asphaltbinderschicht				
E-Modul (isotrope Elastizität)	381,4 N/mm²			
Prony Schub-Relaxation und Prony volumetrische Relaxation				
Verhältnisse α_i^{AB} nach Gleichung 7.22	$\alpha_1^{AB}=$	0,63	$\alpha_2^{AB}=$	0,37
Relaxationszeiten	$\tau_1=$	11 s	$\tau_2=$	3 s
Parameteränderung 1				
Verhältnisse α_i^{AB} nach Gleichung 7.22	$\alpha_1^{AB}=$	0,63	$\alpha_2^{AB}=$	0,37
Relaxationszeiten	$\tau_1=$	50 s	$\tau_2=$	3 s
Parameteränderung 2				
Verhältnisse α_i^{AB} nach Gleichung 7.22	$\alpha_1^{AB}=$	0,63	$\alpha_2^{AB}=$	0,37
Relaxationszeiten	$\tau_1=$	5 s	$\tau_2=$	3 s
Parameteränderung 3				
Verhältnisse α_i^{AB} nach Gleichung 7.22	$\alpha_1^{AB}=$	0,8	$\alpha_2^{AB}=$	0,2
Relaxationszeiten	$\tau_1=$	11 s	$\tau_2=$	3 s
Parameteränderung 4				
Verhältnisse α_i^{AB} nach Gleichung 7.22	$\alpha_1^{AB}=$	0,5	$\alpha_2^{AB}=$	0,5
Relaxationszeiten	$\tau_1=$	11 s	$\tau_2=$	3 s
Parameteränderung 5				
Verhältnisse α_i^{AB} nach Gleichung 7.22	$\alpha_1^{AB}=$	0,63	$\alpha_2^{AB}=$	0,37
Relaxationszeiten	$\tau_1=$	11 s	$\tau_2=$	50 s
Parameteränderung 6				
Verhältnisse α_i^{AB} nach Gleichung 7.22	$\alpha_1^{AB}=$	0,63	$\alpha_2^{AB}=$	0,37
Relaxationszeiten	$\tau_1=$	11 s	$\tau_2=$	0,1 s

Die Ergebnisse der Parameterstudie zeigen einen signifikanten Einfluss der Kriechdehnung auf die nachfolgend abgebildete Last-Verschiebungskurve. Die in der Legende mit G beschriebenen Parameteränderungen sind der Gussasphaltschicht nach Tabelle 51 zugeordnet, alle Änderungen mit einem vorangestellten AB der Asphaltbinderschicht nach Tabelle 52.

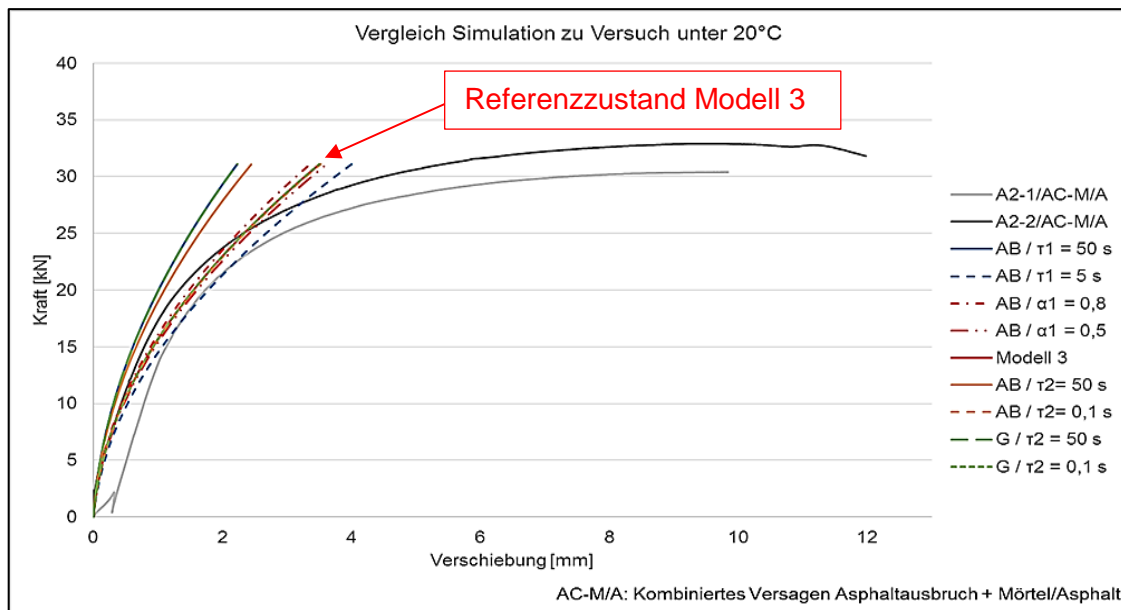


Abbildung 170: Parameterstudie zu Modell 3 bei 20°C

Die Erhöhung der Relaxationszeit des ersten Maxwell-Elements auf $\tau_1 = 50$ s, bewirkt für die Gussasphaltschicht (Parameteränderung A, Bezeichnung AB/ $\tau_1 = 50$ s blaue Kurve) eine Erhöhung der Steifigkeit im Vergleich zur Ausgangssituation (rote, durchgängige Funktion). Die Erhöhung der Relaxationszeit des zweiten Maxwell-Elements auf $\tau_2 = 50$ s bewirkt für die Gussasphaltschicht als auch für die Asphaltbinderschicht (Parameteränderung 1, blaue Kurve) die gleiche Last-Verschiebungskurve mit der höchsten Anfangssteigung. Die Relaxationszeit ist im Vergleich zu den Ausgangsparametern höher gewählt. Das Maxwell-Element braucht einen längeren Zeitraum, um zu relaxieren. Aus diesem Grund liegt eine höhere Steifigkeit vor.

Die Änderung der Relaxationszeit des ersten Maxwell-Elements der Asphaltbinderschicht (Parameteränderung 2, blau-gestrichelte Kurve) auf $\tau_1 = 5$ s verringert die Steifigkeit im Vergleich zur Ausgangssituation (Modell 3). Die Steifigkeit ist in diesem Fall, aufgrund der schneller abgeschlossenen Relaxation, niedriger.

Die Veränderung des zweiten Maxwell-Elementes der Asphaltbinderschicht und dessen Relaxationszeiten zeigen im Vergleich zum ersten Element einen geringeren Einfluss. Die Erhöhung auf $\tau_2 = 50$ s zeigt eine geringere Auswirkung auf die maximale Steifigkeit im Vergleich zum ersten Maxwell-Element. Dies kann darauf zurück geführt werden, dass das erste Maxwell-Element höhere Steifigkeitsanteile überträgt (siehe Abbildung 163).

Veränderte Wichtungen der einzelnen Elemente beeinflussen das Ergebnis in einem unwesentlicherem Maße. Eine Erhöhung des α -Wertes bringt lediglich eine geringe Erhöhung der Last-Verschiebungskurve (Parameteränderung 3, rote Linie $\alpha_1 = 0,8$). Die Reduzierung wiederum zieht eine unwesentliche Absenkung nach sich (Parameteränderung 4, $\alpha_1 = 0,5$).

Parameteränderung A (Gussasphaltschicht, $\tau_1 = 50$ s) zeigt ähnliche Werte verglichen mit Parameteränderung 1 der Asphaltbinderschicht. Die Reduzierung der Relaxationszeit auf $\tau_1 = 0,1$ s weist unwesentliche Änderungen der Last-Verschiebungskurve auf.

7.6. Betrachtung der Zusammenhänge zwischen Simulation und Versuch

In diesem Kapitel sollen die Ergebnisse zu den Verschiebungen aus Versuch und Simulation näher analysiert werden. Die Temperaturabhängigkeit steht hierbei im Vordergrund. Nachfolgende Tabelle 53 zeigt einen Vergleich der Ergebnisse aus Versuch und Simulation (Kapitel 7.3 und Kapitel 7.4).

Tabelle 53: Vergleich der Verformungen zwischen Versuch und Simulation

Temperatur [°C]	Verschiebung Versuch [mm]	Verschiebung Simulation Modell 2 bzw. 2a [mm]	Verschiebung Simulation Modell 3 [mm]
-20	1,3	0,7	
20	10,2	3,51	4,1
40	13,2	6,33	

Die Last-Verschiebungskurve bei Sprödtemperatur (-20°C) kann mit Modell 2 angenähert werden. Die Differenz von Experiment zu Simulation liegt für die Verschiebung bei 0,6 mm. Dabei ist zu beachten, dass aufgrund von unterschiedlichen Abfolgen der Versagensmechanismen durch Verbundversagen und den sich einstellenden Ausbruchkegel auch variierende Verschiebungswerte gemessen wurden. Aufgrund des spröden Verhaltens bei einer Temperatur von -20°C können die zum Versagen führenden größten Normalspannungen oberhalb des Gewindes orthogonal zur Versagensfläche des Ausbruchs abgelesen werden (siehe Abbildung 146).

Bei einer Temperatur von 40°C wird die Steifigkeit zu Beginn der Last-Verschiebungskurve im Gegensatz zu allen anderen Temperaturen unterschätzt. Dies kann auf die geringe Steifigkeit und die fehlende Gesteinskörnung zurückgeführt werden, die bei dieser Temperatur einen größeren und früher einsetzenden Einfluss durch das gegenseitige Verhaken und Verschieben der Körnung hat.

Die Last-Verschiebungskurve bei 20°C zeigt zu Beginn eine gute Annäherung an die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen. Die Differenz der Verschiebungen kann auf Schädigungen im Verankerungsgrund, verursacht durch Rissbildungen, Hohlräumbildungen, plastische Verformungen und Verbundversagen, zurückgeführt werden. Eine nähere Betrachtung der Last-Verschiebungskurve zeigt eine abgeflachte Kurve bei der Simulation im Anschluss an das linear-elastische Materialverhalten. Dies kann aufgrund hoher Flächenpressungen oberhalb des Gewindes und darauffolgend von Lasterhöhungen durch Materialverdichtung erwartet werden. Laut RUST wirken Materialnichtlinearitäten wie Kriechen bzw. Relaxieren mit anderen Faktoren wie die bereits erwähnte plastische Verformung, Rissbildungen oder Hohlräumbildungen in Kombination auf die Last-Verschiebungskurve [21]. Diese aufgezählten Einflüsse haben Änderungen des Bauteilverhaltens im Zuge eines Ausziehversuches zur Folge. Der Unterschied zwischen der Mesoebene und Makroebene ist ebenfalls zu beachten, da die einzelnen Gesteinskörner eine Verkantung des Befestigungselementes während des Ausziehvorgangs nach sich ziehen können. Aus diesem Grund ist eine Simulation inklusive Modellierung der Gesteinskörnung empfehlenswert.

Insgesamt kann mit der durchgeführten Simulation in Kombination mit den durchgeführten Versuchen eine genauere Analyse während des Ausziehvorgangs erfolgen und die Temperaturabhängigkeit exakt analysiert werden.

Bei Betrachtung des Einflussbereiches der Gesamtverformung kann eine Abnahme der Gesamtverformung im Abstand des Schraubenschaftes mit abnehmender Temperatur beobachtet werden. Dieses Ergebnis der durchgeführten Simulation ist in Abbildung 171 dargestellt.

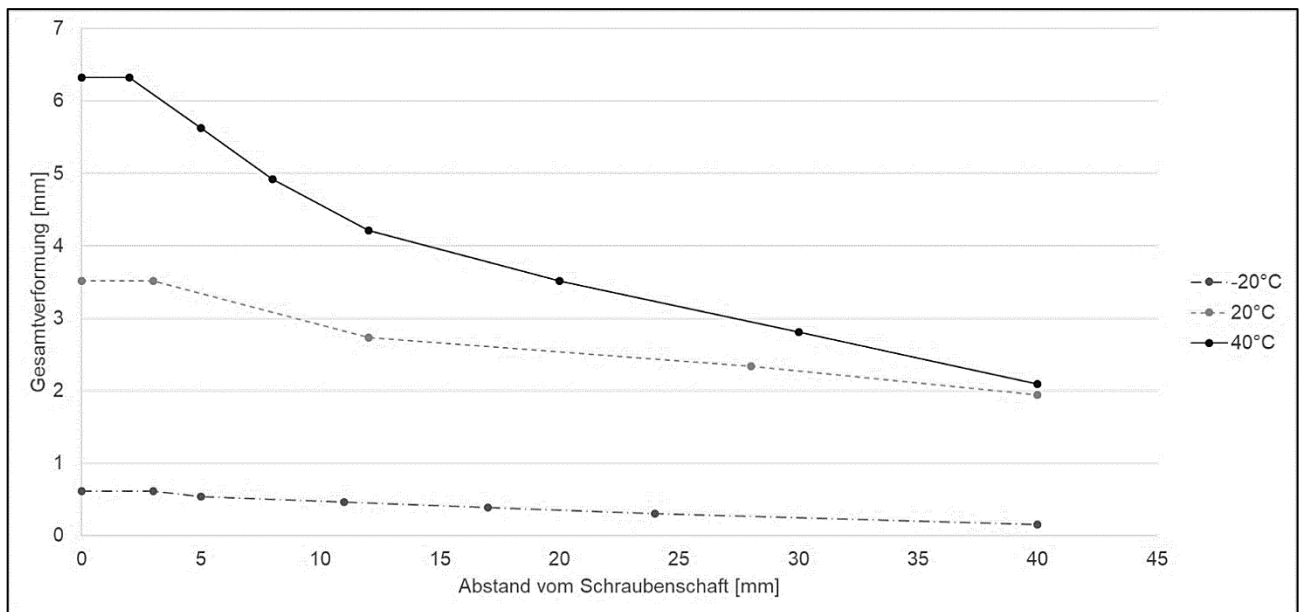


Abbildung 171: Simulationsergebnis der Verformung in Abhängigkeit vom Abstand zum Schraubenschaft und von der Temperatur

Im Gegensatz zu den Versuchen bei 40°C zeigt sich in den Versuchen bei der Sprödtemperatur von -20°C ein geringer Abfall und eine geringe Gesamtverformung. Der Einflussbereich bei Temperaturen von 20°C und 40°C im Abstand von 40 mm zum Schraubenschaft liegt in einem ähnlichen Bereich. Durch die in Kapitel 7.4 aufgezeigte Schnittkraftermittlung konnte festgestellt werden, dass ein erheblicher Anteil der Kraftübertragung im Schaftbereich über Schubspannungen erfolgt. Allerdings findet kein reines Schubversagen an dieser Stelle statt. Erhöht sich die Temperatur des Probekörpers, steigt der Anteil an Lastabtragung über die Schubspannung aufgrund der geringeren Anziehungskraft der Moleküle. Tabelle 54 zeigt den Anteil des Lastabtrags über Schubspannung in Abhängigkeit von der Temperatur.

Tabelle 54: Anteil des Lastabtrags über Schubspannung in Abhängigkeit von der Temperatur

Temperatur	-20°C	20°C	40°C
Kraftübertragung durch Schubspannung	14,3 kN	16,8 kN	6,6 kN
Bruchlast	78,1 kN	31,1 kN	12,9 kN
Anteil der Schubspannung an Bruchlast	18,3 %	54,0 %	51,2 %

Die Tiefe des sich einstellenden Ausbruchkegels hat dabei einen großen Einfluss.

Je niedriger die Temperatur ist, desto geringer ist der Anteil des Lastabtrags über die Schubspannung. Ein Vergleich der Simulation mithilfe der Ausziehversuche selbst zu der Simulation über eine Bohrkernentnahme zeigt, dass lediglich die Bohrkernentnahme bzw. Modell 3 den Ablauf des Versagens widerspiegeln kann. Der Einfluss der steifen abdichtenden Gussasphaltschicht auf die Verschiebung während der Simulation ist wesentlich. Aus diesem Grund kann die Steigung der Last-Verschiebungskurve mithilfe von Modell 3 besser abgebildet werden (siehe Abbildung 165). Durch die Verschiebung des Befestigungsmittels zu Beginn wird die steifere Gussasphaltschicht aktiviert und beeinflusst diese Verschiebung bei einer weiteren Laststeigerung. Dies bestätigt das in den Versuchen beobachtete kombinierte Versagen (Verbundversagen und gleichzeitig sich einstellender Ausbruchkegel) anstelle eines Sekundärausbruchs (zunächst Verbundversagen und anschließend sich einstellender Ausbruchkegel ohne Einfluss auf die Bruchlast).

8. Entwicklung innovativer Lösungsmöglichkeiten zur Reduzierung der ungünstigsten Einflussfaktoren

8.1. Einflussfaktoren

Um die Grenzen und Möglichkeiten von Befestigungen in Asphalt zu untersuchen, müssen die nachfolgend genannten ungünstigen Einflussfaktoren anhand der in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse genauer betrachtet und wenn möglich, reduziert werden.

Den wichtigsten Einfluss auf die Tragfähigkeit von Befestigungen in Asphalt stellt die solare Einstrahlung und damit einhergehend hohe Temperaturen des Asphalts dar. Maximale Temperaturen gilt es daher zu reduzieren bzw. zu begrenzen. In Kapitel 8.2 sind Möglichkeiten aufgezeigt, wie dies verwirklicht werden kann.

Ein weiterer bedeutender ungünstiger Einflussfaktor ist die Problematik der Untergrundschädigung infolge von Stoßbelastungen (Kapitel 5.6.2). Diese Untergrundschädigungen reduzieren die aufnehmbaren Belastungen und verschlechtern so die Nutzbarkeit dieser Befestigungsart. Durch die Aktivierung der Selbstheilung von Asphalt kann eine Untergrundschädigung reduziert werden. Die Beschreibung dieser patentierten Möglichkeit ist in Kapitel 8.3 zu finden.

8.2. Reduzierung der maximalen Temperatur – Simulation der Temperaturverteilung im Bauteil

Eine Reduzierung der maximalen Temperatur im Verankerungsbereich von Befestigungen in Asphalt kann mithilfe eines optimierten Anbauteils erfolgen. Dazu sollen die in Kapitel 4.1 beschriebenen Temperaturmessungen auf Kreta herangezogen werden. Dazu wurde die Wärmeleitfähigkeit der einzelnen Asphaltschichten bestimmt und in Ansys Workbench für eine Simulation der Temperaturverteilung implementiert. Die Messungen in dieser Arbeit erfolgten am Einplatten-Wärmeleitfähigkeitsmessgerät λ -Meter EP500. Dieses Gerät misst den Energiestrom durch eine Probe und berechnet daraus die Wärmeleitfähigkeit in Abhängigkeit von der Dicke des Probekörpers (genauere Beschreibung siehe Kapitel 2.4).

Die Ergebnisse für die einzelnen Schichten sind nachfolgender Tabelle zu entnehmen. Es wurden jeweils 3 Probekörper für die Bestimmung des Mittelwertes gemessen.

Tabelle 55: Wärmeleitfähigkeit des Schichtenaufbaus

Gussasphaltschicht (4 cm Dicke)	0,73 W/(mK)
Asphaltbinderschicht (6 cm Dicke)	1,0 W/(mK)
Tragschicht (10 cm Dicke)	1,1 W/(mK)

Um die Simulation mit dem Programm Ansys Workbench durchführen zu können, erfolgte die Implementierung von Klimadaten für den Standort Heraklion auf Kreta aus dem Programm IDA ICE (siehe Tabelle A 8). Diese Klimadaten stellen gemessene Werte dar. Sie beinhalten Strahlungsintensitäten und Lufttemperaturen für den Zeitraum von einem Jahr. Zur Ermittlung von maximalen Temperaturen wird der maximale Wert über die maximale Bestrahlungsdauer und den zugehörigen Tageswerten der Strahlungsintensität von Ansys Workbench berechnet. Auf diese Weise soll die Temperaturverteilung des Asphalts infolge solarer Einstrahlung berechnet werden. Anschließend kann eine Untersuchung zur Reduzierung der maximalen Temperatur durch die Optimierung des Anbauteils erfolgen. Mithilfe der Klimadaten aus dem Programm IDA ICE kann dies sowohl für den Standort im Süden Kretas als auch für Deutschland mit den Klimadaten aus Mannheim erfolgen. Nachfolgend ist die Simulation zur Nachrechnung der Temperaturverteilung am 01.08.15 auf

Kreta angegeben. Die Temperaturen gehören zum heißesten Tag des Jahres 2015. Als Emissionsgrad wurden in Anlehnung an die Messungen mittels Infrarotkamera 0,93 angesetzt (siehe Kapitel 2.4). Die Konvektion wurde über den auf der sicheren Seite gewählten Wärmeübergangskoeffizienten (ungünstige, geringe Konvektion) von $1 \times 10^{-5} \text{ W}/(\text{mm}^2\text{K})$ angesetzt.

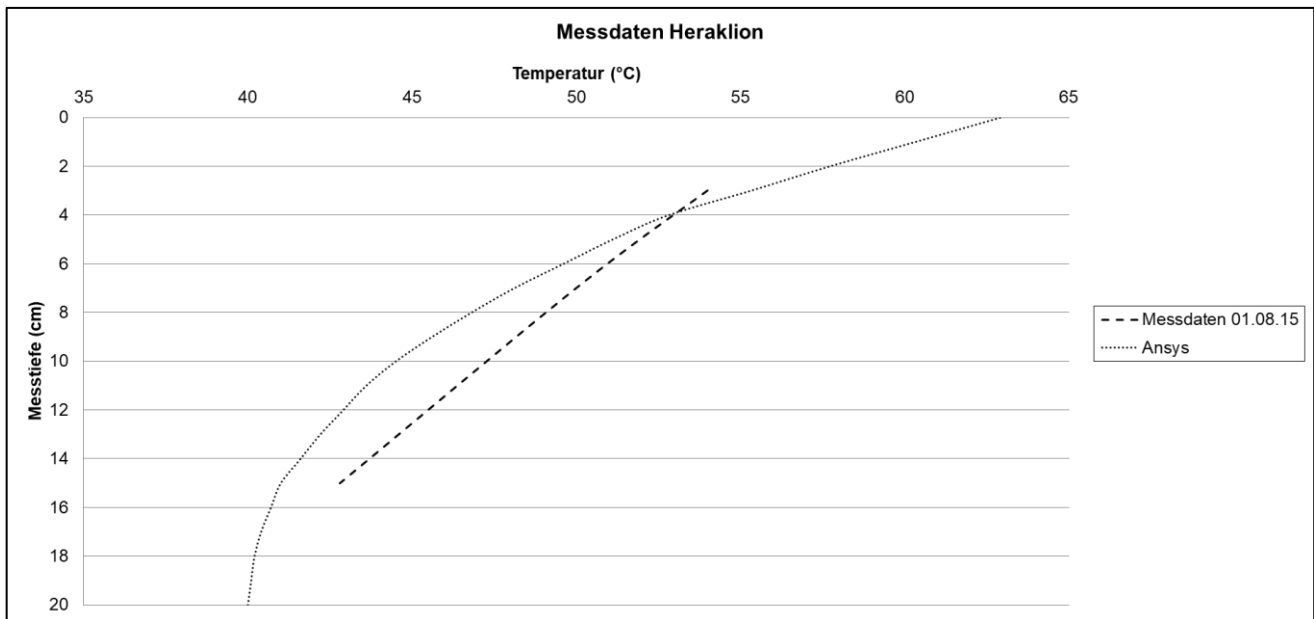


Abbildung 172: Vergleich der Temperaturdaten aus Versuch und Simulation

Das Ergebnis der Simulation zeigt eine gute Annäherung an die Versuchsdaten. Die Bestimmung der Wärmeübergangswiderstände erfolgte mittels einer Parameterstudie bis zur Übereinstimmung der Temperaturkurven.

Anschließend erfolgte eine Optimierung des Anbauteils an nachfolgender Geometrie (siehe Abbildung 173).

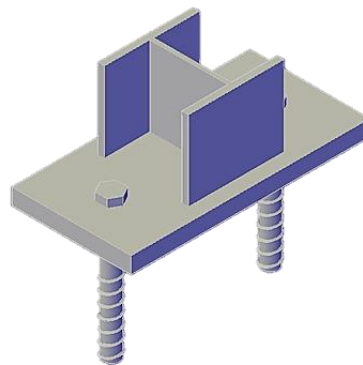


Abbildung 173: Geometrie des Anbauteils mit Zweifachbefestigung

Das Anbauteil kann zur Optimierung mit einem Anstrich aus Aluminium versehen werden, die Abdeckung des absorbierenden Asphalts kann so zu niedrigeren Temperaturen führen. Die Software Ansys Workbench berechnet die Temperaturverteilung mithilfe eines bereits implementierten Werkstoffes für Aluminium. Der Emissionsgrad entspricht hierbei einem Wert von $\varepsilon = 0,04$. Der hohe Emissionsgrad von Asphalt kann so reduziert werden.

Nachfolgend ist das Ergebnis der Simulation dargestellt. Der Schnitt geht zur näheren Betrachtung durch beide Schrauben hindurch. Zum Vergleich sind Temperaturen am Rand des Probekörpers und in Probekörpermitte angegeben.

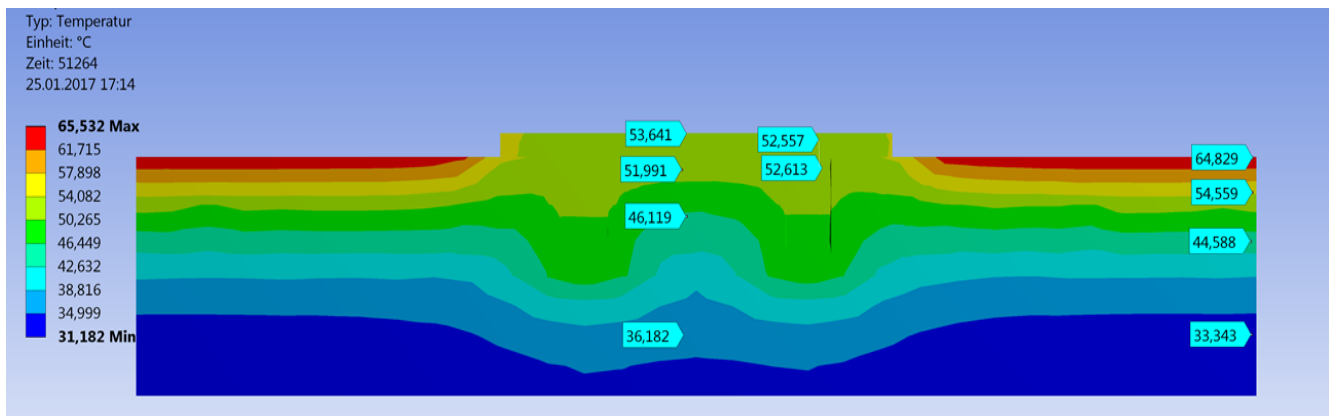


Abbildung 174: Temperaturverteilung an optimiertem Anbauteil

Das Ergebnis zeigt einen deutlichen Unterschied zwischen dem optimierten Anbauteil in der Mitte und der Temperaturverteilung an der freien Fläche des Asphalts. Bis über 10°C Differenz ist hier erkennbar. In der Fläche herrschen auf diese Weise maximal 52°C. Im Rahmen der durchgeführten Versuche in Kapitel 4.8.3 wurden bei Temperaturen von 50°C eine Funktionstüchtigkeit nachgewiesen.

Um die Weiterleitung von Energie in den Untergrund zu minimieren, kann ein auf diese Problematik angepasster Injektionsmörtel helfen. Weitere Veränderungen des Anbauteils sind möglich, hier könnte beispielsweise eine Vergrößerung des Anbauteils in Betracht gezogen werden. Dabei könnten die Schrauben zentrierter angeordnet werden, um eine größere Fläche vor solarer Einstrahlung zu schützen.

8.3. Entwickeltes und patentiertes Verfahren zum Heilen eines beschädigten Asphalts mittels eines induktiv aufheizbaren Befestigungsmittels

Einen ungünstigen Einfluss auf Befestigungen in Asphalt stellen Untergrundschädigungen infolge von Stoßbelastungen dar. Die Funktion der Befestigung kann nachfolgend nicht mehr gewährleistet werden. Zwar nimmt die aufnehmbare Belastung von Asphalt mit steigender Temperatur ab, jedoch weist er gleichzeitig ein Selbstheilungspotential infolge Wärmeeinwirkung auf. Die im Zuge dieser Arbeit entstandene und patentierte Erfindung [119] soll die auf den ersten Blick ungünstige Eigenschaft von Asphalt positiv nutzen und entstandene Rissbildungen im Verankerungsgrund wieder schließen. Risse können während der Montage oder durch eine Stoßbelastung infolge eines Anpralls entstehen. Diese Risse reduzieren das Lastaufnahmevermögen der Asphaltfläche ohne dabei zu einem vollständigen Versagen der Befestigung zu führen. Nachfolgend sind Abbildung 175 Rissbildungen nach einer Stoßbelastung an einem gespaltenen Bohrkern aufgezeigt.

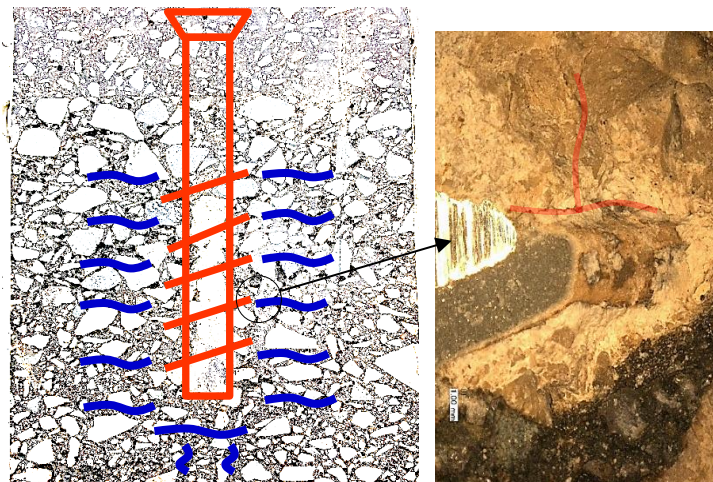


Abbildung 175: Rissbildung infolge Stoßbelastung; Rechts: Detail

Nach einer Belastung von 15 kN wurde ein Bohrkern mit befestigter Schraube entnommen, um die Rissbildungen unter einem Mikroskop näher betrachten zu können. Die Belastungshöhe entsprach dem Wert aus den zuvor durchgeführten Ausziehversuchen (siehe Kapitel 4).

Das Detail rechts in Abbildung 175 zeigt die maximale Rissbildung vom Gewinde der Befestigung aus (rot markiert). Die unter dem Mikroskop erfassten Risse konnten bis zu einem maximalen Abstand von 1 cm um die Schraube herum gemessen werden.

Durch eine Reparatur dieser Mikrorisse ist eine sichere Weiternutzung des Befestigungsmittels möglich. Eine fortwährende Reparatur des Asphaltuntergrunds ist durch diese Maßnahme erreichbar und in der Befestigungstechnik einzigartig.

Möglichkeiten durch Selbstheilung von Asphalt wurden bereits von LIU ET. AL [53] an der TU Delft untersucht. Bei der Erwärmung durch Induktion galt es dabei den Asphalt auf 85 °C zu erwärmen, hierbei wurden Stahlfasern in den Asphalt gemischt. Der Anteil an Stahlfasern im Bitumen ist klein im Vergleich zum Gesamtvolumen, Risse können dennoch wieder verschlossen werden [120].

Die Selbstheilung des Asphalts nach einer Stoßbelastung mittels Erwärmung des Befestigungsmittels mit Induktion bedarf im Gegensatz dazu keinerlei Zusatzstoffe im Asphalt. Das Befestigungsmittel wird durch Induktion auf 85 °C erwärmt und setzt den Selbstheilungsprozess des Asphalts in Gang. Das Bitumen im Asphalt erweicht und schließt entstandene Risse. Eine Skizze des Aufbaus ist nachfolgend eingefügt.

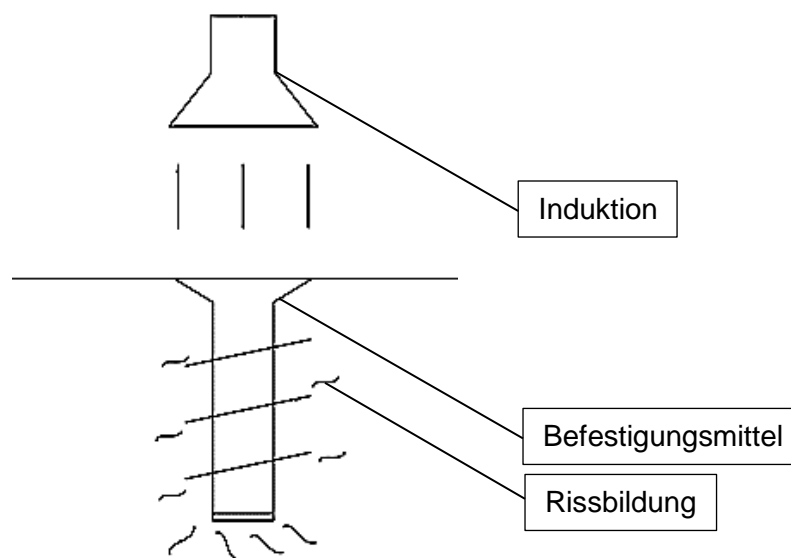


Abbildung 176: Vorgang zum Heilen eines beschädigten Verankerungsgrunds aus Patentanmeldung: [119]

Mithilfe einer Induktionsquelle kann die Befestigung aus Stahl erwärmt werden. Durch die Erhitzung der Schraube und des umliegenden Verankerungsgrundes wird der Asphalt zum Schmelzen gebracht. Dadurch sollen sich Rissbildungen im Untergrund wieder verkleben und verschließen, vergleichbar mit einem Schweißvorgang. Für die Aktivierung der Selbstheilung können jegliche Befestigungsmittel aus Stahl genutzt werden.

Hohe Zeit- und Kosteneinsparungen können erzielt werden, wenn zukünftig Befestigungen direkt für Asphalt zugelassen werden, anstatt zusätzliche Betonfundamente zu erstellen. Unter der Annahme, dass in Zukunft für Befestigungen in Asphalt eine Zulassung für öffentliche Straßen besteht, sind Fahrzeuge mit Induktionsvorrichtungen als Anhänger denkbar, die nach einem Unfall über Befestigungen zur Reparatur von Untergrundrissen fahren (siehe Abbildung 177).



Abbildung 177: Möglichkeit der Funktionsweise zur Heilung eines beschädigten Asphalts

Um zu überprüfen, ob die Temperatur um eine Befestigung herum zu einer für die Selbstheilung erforderlichen Temperatur führt, wurde eine Simulation durchgeführt. Dabei galt es, vereinfacht über die Wärmeleitfähigkeit und die Erhitzung des Befestigungsmittels den sich einstellenden Temperaturbereich um die Befestigung herum zu betrachten. Die Funktion der Selbstheilung mittels Induktion wurde bereits durch die TU Delft bewiesen.

Ein induktiv erhitzter Stahl erhöht seine Temperatur sehr schnell, aus diesem Grund sind 100°C Temperatur für die Asphaltschraube vorgegeben. Die Erhitzung der Asphaltschraube auf diesen Wert mit den in Kapitel 8.2 beschriebenen Wärmeleitfähigkeiten des Asphalts bewirkt bereits innerhalb von 7 Sekunden einen ausreichend großen erwärmten Kegel um die Befestigung herum.

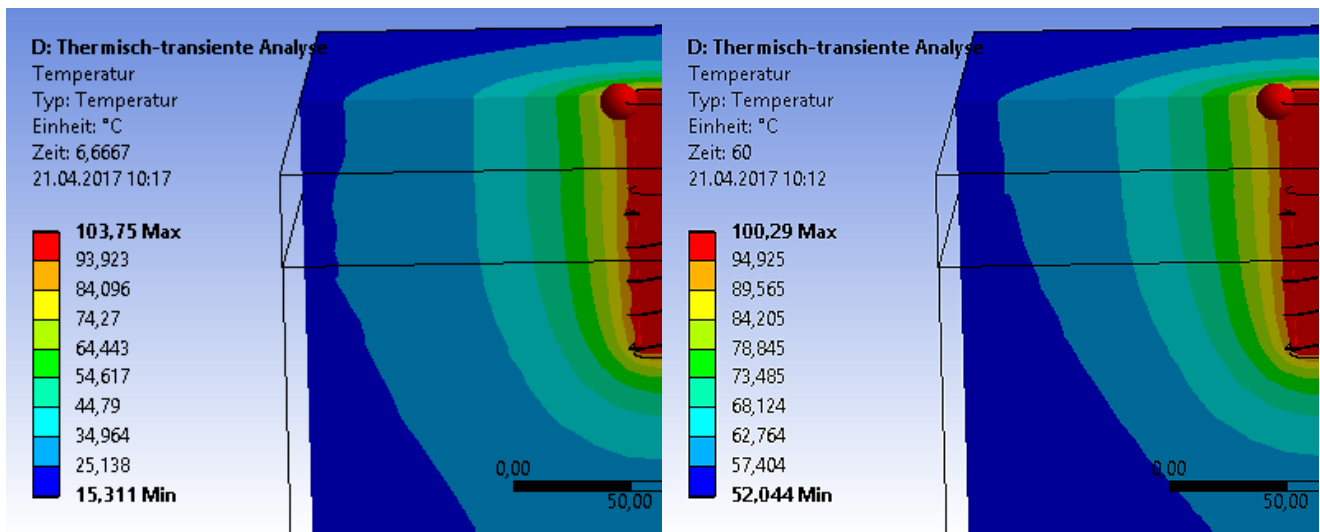


Abbildung 178: Temperaturerhöhung im Bereich der Befestigung

Die Simulation zeigt, dass die Selbstheilung des Asphalts innerhalb weniger Sekunden aktiviert werden kann. Der wirtschaftliche Aufwand für diese Art von Reparaturen ist gering, der Nutzen wiederum von großem Vorteil.

Der zuvor beschriebene Ansatz zeigt einen innovativen Lösungsweg, um die Nutzungsdauer von Befestigungen in Asphalt zu vervielfachen. Dies weist sehr große ökonomische Vorteile auf und eröffnet ein völlig neues Anwendungsgebiet.

9. Fazit und Ausblick - Empfehlungen für die Baupraxis

Im Zuge dieser Arbeit wurde untersucht, ob Befestigungen in Asphalt möglich und sinnvoll einsetzbar sind. Die Forschung für diese Befestigungsart steht dabei noch am Anfang. Die zunächst ungünstig erscheinenden Materialeigenschaften wurden genau analysiert und bewertet, um die bestmögliche Werkstoffzusammensetzung für Montagen in Asphalt zu erarbeiten (siehe Kapitel 2.1). Schwingungsfähige Asphalte können demnach die im Straßenverkehr zu erwartenden Stoßbelastungen hervorragend aufnehmen, dies wurde im Zuge von Vorversuchen nachgewiesen (siehe Kapitel 3). Für die Freigabe einer Asphaltschicht muss allerdings gewährleistet sein, dass der Untergrund bestimmten Vorgaben entspricht. Dies bedeutet, dass der geforderte Schichtenverbund bestehen muss und die Mindestschichtdicken für eine Verankerung einzuhalten sind. Welche Dicke mindestens gegeben sein muss, um eine Montage ausführen zu können, wurde im Zuge dieser Arbeit nicht bestimmt. Allerdings haben die durchgeführten Ausziehversuche gezeigt, dass eine Verankerungstiefe von $1,3 h_{ef}$ ausreichend ist. Ebenso gilt es, die für den jeweiligen Schichtenaufbau geforderte Verdichtung zu überprüfen, da diese ausschlaggebend für den Lastabtrag in den Verankerungsgrund ist.

Untersuchungen für geplante Befestigungen in Asphalt können somit schnell umgesetzt werden. Die Bestimmung der Schichtdicken kann mittels Ultraschallanalyse erfolgen. Die Entnahme von Bohrkernen führt ebenfalls zu einer Einschätzung der Funktionstüchtigkeit für eine Montage von Befestigungen (siehe Kapitel 2.1). Zukünftig gilt es, Einflussfaktoren wie die Alterung des Bitumens und dessen Wirkung auf Befestigungen in Asphalt zu untersuchen. Die dadurch verursachte Herabsetzung der Klebefähigkeit ist daher in einem Langzeitversuch zu dokumentieren. Dabei gilt es auch, mögliche Rissbildungen zwischen Befestigungsmittel, Injektionsmörtel und Asphalt zu betrachten. Einen weiteren Belastungseinfluss stellt eine Frost-Tausalz-Wechselwirkung dar, diese ist in die Untersuchung zur Dauerhaftigkeit ebenso mit einzubeziehen (siehe Kapitel 2.1). Auch eine Belastung durch Wind auf beispielsweise Straßenschilder sollte hier zukünftig für eine Einschätzung der Zuverlässigkeit dieser Befestigungsart in Betracht gezogen und mithilfe einer Ermüdungsbelastung getestet werden. Weiterführend galt es in dieser Arbeit den ungünstigsten äußeren Einflussfaktor der solaren Einstrahlung genauer zu betrachten. Die Mechanismen wurden eingehend diskutiert, sowie die Möglichkeit maximal zu erwartende Temperaturen zu bestimmen und durch innovative Lösungswege zu reduzieren.

Darauffolgend wurde die Wahl relevanter Befestigungssysteme diskutiert und festgelegt. Vorgespannte Systeme oder Schlagdübel sind nach eingehender Analyse zur Nutzbarkeit aufgrund der schnellen Relaxation des Werkstoffes nicht relevant (siehe Kapitel 2.5). In Anlehnung an die Regelung für Befestigungen in Beton und Mauerwerk erfolgte die Betrachtung möglicher Bemessungsansätze. Unter der Einbeziehung von Temperaturabhängigkeiten ist die Bemessung in Anlehnung an die ETAG 001 [1] (ersetzt durch EAD 330232-00-0601 [78]) denkbar. Die Betrachtung des gestörten oder ungestörten Volumens des Verankerungsgrundes ist in diesem Fall ebenfalls eine folgerichtige Bemessungsmöglichkeit.

Mithilfe von Vorversuchen konnte eine grundsätzliche Einschätzung dieser Befestigungsart für Splittmastixasphalt als eher schwingungsfähigen Werkstoff bzw. für Asphaltbeton als eher steifen Werkstoff erfolgen. Der Splittmastixasphalt konnte im Vergleich höhere Lasten bis zu einer sichtbaren Rissbildung an der Oberfläche übertragen. Statische Belastungen konnten wiederum für Befestigungen in Asphalt vollständig ausgeschlossen werden (siehe Kapitel 3). Erscheint dies zunächst von Nachteil, sind statische Belastungen allerdings für den Straßenbau nicht ausschlaggebend. Lediglich Stoßbelastungen sind für passive Rückhaltesysteme, die Befestigung von Verkehrsschildern und anderen Arten von Schutzeinrichtungen maßgebend. Um dennoch diesen unwahrscheinlichen und denkbar ungünstigsten Lastfall zu untersuchen, wurde ein Prüfprogramm entwickelt, um diesen experimentell zu erproben. Das Versuchsprogramm erfolgte an einer Musterasphaltschicht für LAU-

Anlagen (Lagern, Abfüllen und Umschlagen von wassergefährdenden Stoffen). Eine bestandene Funktionsprüfung der Dichtigkeit erfolgte zunächst nach einer Stoßbelastung (siehe Kapitel 3).

Mithilfe statischer Ausziehversuche bei unterschiedlichen Temperaturen konnte die Funktionstüchtigkeit von Befestigungen in Asphalt nachgewiesen werden - auch und vor allem für den ungünstigsten Fall einer statischen Belastung.

Feldversuche haben zunächst gezeigt, mit welchen maximalen Temperaturen im Süden Europas zu rechnen ist. Die Erwärmung des Asphaltes von der Oberfläche aus bis zum Asphaltinneren erfolgt dabei zeitversetzt mit ca. 3 - 3,5 Stunden Unterschied (siehe Kapitel 4.1). Bevor die Tragfähigkeit einer Asphaltschraube durch die Erwärmung gefährdet ist, stellt sich bereits eine Erweichung der Oberfläche ein. Dies bedeutet, dass die Sperrung einer gefährdeten Straße bereits erfolgt, bevor die Gefährdung der Funktionstüchtigkeit einer Befestigung in Asphalt vorliegt. Zum Zeitpunkt einer erforderlichen Sperrung ist die kritische Temperatur im Verankerungsbereich noch nicht erreicht. Die Temperatur des Asphalts im Untergrund entlang der Verankerung ist zu diesem Zeitpunkt weitaus geringer als die Temperatur der Oberfläche. Folglich können für Befestigungen in Asphalt die gleichen Temperaturgrenzbereiche gelten wie für Straßen oder andere Asphaltflächen. Zusätzlich dazu können die in Kapitel 8 vorgestellten Lösungsmöglichkeiten wie beispielsweise ein Bestrahlungsschutz für die Funktionstüchtigkeit noch einen weiteren Sicherheitsfaktor darstellen. Die ungünstige Erwärmung in Richtung des Asphaltuntergrunds durch Wärmeleitung innerhalb von 3 – 3,5 Stunden kann auf diese Weise reduziert bzw. abgewendet werden. Auch die Untersuchung des Einflusses von hohen Temperaturen auf den Injektionsmörtel sollte erfolgen.

Alle in diesem Kapitel durchgeführten Versuche unterlagen den gleichen Randbedingungen. Da die Belastungsgeschwindigkeit einen wesentlichen Einfluss auf die Steifigkeit von Asphalt hat, wurde diese Randbedingung für alle Versuche gleich gewählt. Somit wurde jeder Versuch mit der gleichen Belastungsgeschwindigkeit durchgeführt und ein gleichbleibender Einfluss über alle Ausziehversuche auf die Steifigkeit sichergestellt. Mithilfe von statistischen Berechnungen sind die Ergebnisse genauer ausgewertet worden. Die Anforderungen der ETAG 001 [59] bzw. EAD 330232-00-0601 [78] an die mechanischen Festigkeit und Standsicherheit galt es hierbei zu untersuchen. Unkontrollierter Schlupf sollte dabei bis zum Erreichen von 80% der Bruchlast ausgeschlossen werden (Bedingung a). Der Variationskoeffizient der Verschiebung unter 50% der Bruchlast fand ebenso Betrachtung (Bedingung b). Insgesamt sollte der Variationskoeffizient aller fünf Versuche unter 20% liegen (Bedingung c). Die Bewertung mittels dieser drei Kriterien hat gezeigt, dass eine Vergleichbarkeit zwischen Befestigungen in Beton bzw. Mauerwerk und in Asphalt besteht. Mithilfe des Ausreißertests nach DIXON erfolgte die Überprüfung der Versuchsergebnisse auf mögliche Messfehler. Dieser Test sollte helfen, die Qualität der Ergebnisse einzuschätzen, obgleich für die Versuche und ihr Ergebnis keine Allgemeingültigkeit besteht. Das 5%-Quantil der mittleren Bruchlast wird genutzt, um einen Mindestwert unter 90%-iger Aussagewahrscheinlichkeit bestätigen zu können. Dazu wurde die Streuung der Versuchsergebnisse in das Ergebnis mit einbezogen. Diese vorangehend beschriebenen Kriterien bestätigten eine gute Qualität der Versuchsergebnisse und deren Anwendbarkeit als Bemessungsgrundlage.

Mithilfe der experimentellen Versuchsdurchführung konnte der Einfluss der Temperatur auf die Steifigkeit des Asphalts erfasst werden. Das Ergebnis der Versuche ist in Kapitel 5 dargestellt. Außerdem konnte die Belastungsrichtung und ihr Einfluss auf den Versagensmechanismus erarbeitet werden. Das Ergebnis ist in einem Interaktionsdiagramm (siehe Abbildung 92) dargestellt. Ein Vergleich zwischen Ergebnissen mit unterschiedlichen Schaftdurchmessern und Verankerungstiefen lieferte den Einfluss dieser Faktoren. Zu geringe Schaftdurchmesser verursachen dabei eine verhältnismäßig große Verschiebung unter Querkzugbeanspruchung bei hohen Temperaturen und sollten begrenzt werden. Mithilfe einer errechneten Bruchlastfunktion können Bruchlasten in Abhängigkeit von der Temperatur unter Axialzugbelastung berechnet werden (siehe Kapitel 5.7).

Tiefergehende Erkenntnisse sollten zukünftig erlangt werden, indem realitätsnahe Temperaturgradienten entlang der Verankerungstiefe getestet werden. Die unter Laborbedingungen

durchgeführten Versuche stellen allerdings den ungünstigsten Lastfall für die Steifigkeit des Asphalts dar.

Das in Kapitel 6 erarbeitete Modell für ein besseres Verständnis des Versagensablaufs wurde aus den Beobachtungen während der Versuche und durch die Ermittlung von Materialkennwerten in Versuchen erlangt. Schnittkräfte entlang der Versagensflächen konnten im Zuge dieser Analyse nähere Betrachtung finden, um das Modell zum Tragverhalten infolge einer Axialzugbelastung zu bestätigen.

Unter Betrachtung des Versagensvorgangs ohne die sich einstellenden Ausbruchkegel, kann mithilfe von Haftkraft und Normalkraft der Winkel der zur Verschiebung führenden Resultierenden Kraft bestimmt werden. Die zur Verformung führende Resultierende ist dabei von der Temperatur abhängig (siehe Kapitel 6.4).

Eine tiefergehende Untersuchung erfolgte über ein analytisches Modell im linear-elastischen Funktionsbereich. Mithilfe der Unterteilung des Versagens in Verbundversagen und den sich einstellenden Ausbruchkegel konnte jeder Versagensfall modelliert werden. Der Ausbruchkegel konnte dabei im linear-elastischen Bereich mithilfe einer elastischen Bettung nachgerechnet werden. Dies ist ein Hinweis auf das sich bereits im linearen Bereich einstellende Gleichgewicht. Das Modell zum Verbundversagen und der elastischen Bettung konnte anschließend gekoppelt werden und spiegelt die Ergebnisse der Versuche im linear-elastischen Bereich wieder. Dazu kann auch der sich darauffolgend einstellende Ausbruchkegel im nichtlinearen Bereich und sein Winkel mithilfe der Gesetze von Mohr-Coulomb bzw. dem inneren Reibungswinkel berechnet werden. Eine Übertragung auf andere Befestigungsarten ist denkbar.

Für die numerische Simulation wird unterschieden zwischen der Materialmodellierung mithilfe der Ausziehversuche selbst und der mithilfe von Probekörperentnahmen. Die in Kapitel 7.3 beschriebene Analyse erfolgte mithilfe der aus den Last-Verschiebungskurven ermittelten Steifigkeiten in Abhängigkeit von der Temperatur. Ausziehversuche bei Sprödtemperatur konnten durch diese Methode abgebildet werden. Die Last-Verschiebungskurven können mithilfe der zusätzlich zur Steifigkeit implementierten Spannungs-Dehnungskurven nachgebildet werden. Auch das Versagen und der sich einstellende Ausbruchkegel kann mithilfe dieser Methode untersucht werden. Versuche bei Gebrauchstemperaturen zwischen -20°C und 50°C können ebenfalls den Anfang der Last-Verschiebungskurven abbilden. Sowohl das kombinierte Versagen als auch der Einfluss der Kriechdehnung kann mit dem Kriechmodell nach Norton im Gegensatz zu Modell 3 nicht ausreichend genau abgebildet werden.

Materialmodellierungen mithilfe von Probekörperentnahmen (siehe Kapitel 7.4) können den Einfluss der Kriechdehnung im Vergleich zur Ermittlung von Materialkennwerten aus den Ausziehversuchen besser abbilden. Sowohl der Einfluss der Zeit (Kriechen) als auch der Lasthöhe (Relaxation) kann in dieser Modellierung berücksichtigt werden. Das kombinierte Versagen kann durch die genaue Nachbildung des Schichtenaufbaus und der zugehörigen E-Moduln und der Relaxation beobachtet werden. Die Ergebnisse zeigen eine gute Abbildung der Last-Verschiebungskurven am Anfang und einen Einfluss der Relaxation durch die Parameterstudie (siehe Kapitel 7.5).

Ergänzend zum vorgestellten Modell 3 sollte für die Untersuchung des Tragverhaltens als Ausblick die Erstellung eines Schädigungsmodells erfolgen, um die Last-Verschiebungskurve besser nachbilden bzw. annähern zu können. Sowohl Verschiebungen der Gesteinskörnungen und darauffolgend Flächenpressungen im Asphalt sollten Berücksichtigung finden, als auch Materialtrennungen und Hohlraumbildungen sowie weitere plastische Verformungen.

Um in Zukunft alle Temperaturen mithilfe numerischer Methoden abbilden zu können, werden Materialkennwerte auch bei hohen Temperaturen benötigt. Spaltzugversuche sind lediglich bis zu einer Temperatur von 25°C zulässig [121]. Aus diesem Grund kann eine Kombination von Ausziehversuchen und Spaltzugversuchen herangezogen werden, um alle relevante Temperaturbereiche abbilden zu können.

Ein weiterer Ausblick ist die Untersuchung des entwickelten und patentierten Verfahrens durch die Aktivierung der Selbstheilung von Asphalt mithilfe von Induktion. Dieser Lösungsweg ermöglicht die vielfache Nutzung von Befestigungen, auch nach Stoßbelastungen. Versuche müssen jedoch darlegen, welche Bruchlasten nach einer Reparatur wieder erreicht werden können.

Sollen Schrauben nicht außen sondern mittig in Anbauteilen platziert werden, muss dies bei der Bemessung des vorausgesetzt steifen Anbauteils und die Auswirkung auf Lastumlagerungen infolge von Stoßbelastung Beachtung finden.

Die Einschätzung der Lebensdauer erfolgt für Metalldübel anhand der Betrachtung der einzelnen Komponenten. Laut ETAG 001 [1] (ersetzt durch EAD 330232-00-0601 für Metalldübel [78]) ist die Einflussnahme auf die Lebensdauer von Metalldübeln zu untersuchen. Kann durch Untersuchung des Korrosionsfortschritts und der einzuhaltenden Schichtdicken eine Dauerhaftigkeit festgestellt werden, wird eine Lebensdauer von 50 Jahren erwartet. Dies gilt, sofern kein negativ zu erwartender Einfluss auf die Befestigung besteht. Zu sämtlichen in dieser Arbeit verwendeten Metalldübel liegen die beschriebenen Nachweise zur Dauerhaftigkeit vor.

Aus dieser Arbeit geht hervor, dass Befestigungen in Asphalt sinnvoll einsetzbar sind und viele Einsatzgebiete eröffnen. Die heutzutage zu erstellenden Betonfundamente als zugelassenen Verankerungsgrund erfordern Mittel, Zeit und Platz. Dies ist vor allem in Städten aufgrund von vielen Rohrleitungen und Kabeln eine große Herausforderung. Anprallschutzeinrichtungen oder Rückhaltesysteme auf Asphalt sind prädestiniert für die Aufnahme von Stoßbelastungen. Nach einem solchen Belastungsfall können Befestigungen mithilfe des entwickelten und patentierten Reparaturverfahrens erneut einsetzbar gemacht werden. Dies ist ein innovativer Lösungsweg, um die Nutzungsdauer von Befestigungen in Asphalt zu verlängern. Dadurch ergeben sich sehr große ökonomische Vorteile und es eröffnet sich ein völlig neues Anwendungsgebiet für die Befestigungstechnik.

10. Anhang A

Tabelle A 1: Vorversuche an Asphaltbeton AC und Splittmastixasphalt SMA

1A AC 11 DS 50/70 5,8% Bitumen	Befestigungsnr.:	Belastung [kN]	Bemerkung
	1	80	Riss
	2	75	Haarriss
	3	70	Riss
	4	65	Kein Riss
	5	65	Riss *
	6	60	Riss *
1B AC 11 50/70 4,3% Bitumen	1	65	Asphaltausbruch
	2	55	Kein Riss
	3	60	Kein Riss
	4	65	Asphaltausbruch
	5	60	Riss
	6	60	Riss
2A SMA 11S 50/70 6,2% Bitumen	1	60	Kein Riss
	2	60	Kein Riss
	3	65	Kein Riss
	4	70	Kein Riss
	5	75	Kein Riss
	6	85	Asphaltausbruch
2B SMA 11S 50/70 4,7% Bitumen	1	70	Kein Riss
	2	70	Asphaltausbruch *
	3	70	Asphaltausbruch (Beschädigung der Verzinkung) *
	4	70	Herausziehen (Beschädigung der Verzinkung)
	5	60	Kein Riss
	6	60	Kein Riss
* bereits vor dem Zugversuch bestehender Riss			



Abbildung A 1: Riss an der Einzelbefestigung mit 2,5 kN (Probe 1A)



Abbildung A 2: Riss an der Einzelbefestigung mit 2,5 kN (Probe 2A)

Tabelle A 2: Versuchsergebnisse der Asphaltschraube mit Verankerungstiefe $h_{ef} = 100$ mm und Durchmesser $\varnothing 22$ mm

Versuchsart	Befestigungsmittel	Bez.	Datum	h_w [mm]	Ausbruchkegel [cm]				max. Bruchlast F_u [kN]	Weg bei max. Last [mm]	Mittelwert Bruchlast F_u [kN]	5% Fraktile der Bruchlast $F_{5\%}$ [kN]	95% Fraktile der Bruchlast $F_{95\%}$ [kN]	Versagensart
					Länge	Breite	Tiefe	Wölbung (40°C)						
-20°C Axialzug	TSMA 22x100 IM16	A1-1	16.02.2015	100					80,5	1,0	78,1	63,5	92,7	SP
		A1-2							72,1	2,7				AC-WS
		A1-3			63,0	50,0	6,4		74,9	0,6				SP
		A1-4							80,6	1,0				AC-WS
		A1-5			40,0	35,0	6,1		82,2	1,2				SP
10°C Axialzug	TSMA 22x100 IM16	A2a-1	17.02.2016	100					46,0	7,7	42,8	34,9	50,6	AC-M/A
		A2a-2							40,4	7,2				AC-M/A
		A2a-3			12,8	11,0	3,9		43,8	6,5				AC-M/A
		A2a-4			14,0	12,4	3,1		42,8	7,7				AC-M/A
		A2a-5			11,3	9,1	3,7		40,9	10,8				AC-M/A
20°C Axialzug	TSMA 22x100 IM16	A2-1	09.02.2015	100					30,4	9,8	31,1	25,7	36,5	AC-M/A
		A2-2							32,9	9,4				AC-M/A
		A2-3			12,0	10,0	2,9		29,9	11,3				SP
		A2-4			14,5	13,0	4,2		20,1	3,7				SP*
		A2-5							20,0	4,7				SP*
40°C Axialzug	TSMA 22x100 IM16	A3-1	15.12.2014	100					12,2	12,8	12,9	10,2	15,5	PF-BUA
		A3-2							12,0	12,0				PF-BUA
		A3-3			-29,0	-29,0	-1,2	1,6	12,9	16,3				PF-BUA
		A3-4			-24,0	-29,0	-1,2	2,2	13,8	12,1				PF-BUA
		A3-5			-25,0	-25,0	-1,9	3,0	13,4	12,7				PF-BUA
-20°C Schrägzug	TSMA 22x100 IM16	S1-1	16.02.2015	100					27,9	1,9	35,5	11,0	60,1	SF
		S1-2							35,4	1,6				SF
		S1-3							37,6	1,5				SF
		S1-4			4,0	3,0	1,7		30,4	0,0				SF
		S1-5			3,0	2,0	1,0		46,5	1,2				SF
10°C Schrägzug	TSMA 22x100 IM16	S2a-1	17.02.2016	100					22,7	6,3	22,3	19,7	24,8	SF
		S2a-2							22,4	5,7				SF
		S2a-3			7,0	4,7	2,0		23,2	8,2				SF
		S2a-4			4,9	4,2	1,8		21,3	12,2				SF
		S2a-5			6,0	4,9	1,6		21,7	20,2				SF
20°C Schrägzug	TSMA 22x100 IM16	S2-1	09.12.2015	100					25,1	10,2	23,2	18,6	27,9	SF
		S2-2							23,9	8,5				SF
		S2-3			5,0	5,0	2,1		22,1	3,7				SF
		S2-4			2,0	2,0	2,3		22,5	6,9				SF
		S2-5			5,0	5,0	1,3		21,5	6,9				SF
40°C Schrägzug	TSMA 22x100 IM16	S3-1	15.12.2014	100					11,5	13,3	10,5	8,4	12,6	POU, PF-BUA
		S3-2							10,2	16,8				POU, PF-BUA
		S3-3			-12,0	-5,0	-1,9	3,2	10,1	14,3				POU, PF-BUA
		S3-4			-18,0	-6,0	-1,6	3,4	10,6	3,6				POU, PF-BUA
		S3-5			-13,0	-5,0	-0,9	2,1	10,2	12,9				POU, PF-BUA
-20°C Querkzug	TSMA 22x100 IM16	Q1-1	08.05.2015	100					36,5	4,1	61,2	53,3	69,1	SP, AE
		Q1-2							63,6	4,0				SF
		Q1-3							61,0	6,9				SF
		Q1-4			6,0	7,0	2,2		58,1	8,4				SF
		Q1-5			11,0	12,0	2,7		62,1	7,5				SF
20°C Querkzug	TSMA 22x100 IM16	Q2-1	23.04.2015	100					49,4	26,5	50,3	38,7	62,0	SF, PF
		Q2-2							47,7	30,7				SF
		Q2-3			10,0	9,5	3,9		54,1	34,0				SF
		Q2-4			9,0	9,5	2,8		53,8	32,0				SF, PF
		Q2-5			9,0	10,0	3,2		46,7	39,1				SF
40°C Querkzug	TSMA 22x100 IM16	Q3-1	12.05.2015	100					15,1	41,2	14,1	9,9	18,3	SP
		Q3-2							12,1	24,0				POU, SF
		Q3-3			8,5	8,5	4,8		14,2	37,6				POU, SF
		Q3-4			12,0	8,0	6,3		15,2	36,9				POU, SF
		Q3-5			13,0	9,0	6,3		13,9	40,6				POU, SF

Die rot markierten Versuchsergebnisse wurden aufgrund von nachgewiesenen Messfehlern nicht in die Auswertung mit einbezogen.

Tabelle A 3: Versuchsergebnisse der Asphaltschraube mit Variation der Verankerungstiefe und des Durchmessers

Versuchsart	Befestigungsmittel	Bez.	Datum	h _u [mm]	Ausbruchkegel [cm]				max. Bruchlast F _u [kN]	Weg bei max. Last [mm]	Mittelwert Bruchlast F _u [kN]	5% Fraktile der Burchlast F _{5%} [kN]	95% Fraktile der Burchlast F _{95%} [kN]	Versagensart
					Länge	Breite	Tiefe	Wölbung (40°C)						
10°C Axialzug	TSMA 16x100 IM10	A2a-6	17.02.2016	100	13,4	11,9	3,0		43,0	9,8	39,3	30,5	48,2	AC-MA
		A2a-7			15,8	10,1	3,1		40,8	9,4				AC-MA
		A2a-8			12,5	11,0	3,7		36,2	11,3				AC-MA
		A2a-9			12,3	14,5	2,8		38,3	3,7				AC-MA
		A2a-10			12,5	12,0	3,5	13,3	38,4	4,7				AC-MA
20°C Axialzug	TSMA 16x100 IM10	A2-6	29.04.2015	100	18,0	15,0	3,7		28,8	22,2	28,0	25,9	30,1	AC-MA
		A2-7			16,0	12,0	4,4		28,5	11,6				AC-MA
		A2-8			15,0	12,0	4,0		27,2	11,1				AC-MA
		A2-9			6,0	9,0	3,8		27,9	9,5				AC-MA
		A2-10			13,0	13,0	4,2	13,6	27,7	13,1				AC-MA
20°C Querkzug	TSMA 16x100 IM10	Q2-6	29.04.2015	100	4,0	3,0			38,2	24,6	31,8	21,0	42,6	SF,POU
		Q2-7							26,9	9,6				SF,C
		Q2-8							29,0	10,3				SF,C
		Q2-9			4,0	3,0			33,1	15,1				SF,POU
		Q2-10							15,5	10,3				SF
20°C Axialzug	TSMA 22x155 IM16	A2-11	26.03.2015	155	17,5	13,0	7,1		35,8	6,4	34,1	15,2	52,9	AC-MA
		A2-12			15,0	15,0	4,4		34,6	7,2				AC-MA
		A2-13							24,6	6,6				PF
		A2-14			14,0	12,0	5,1		39,2	7,9				AC-MA
		A2-15			10,0	10,0	3,4		36,1	10,1				AC-MA
20°C Axialzug	Hus3-H 14x150	A2-16	26.03.2015	115					21,6	9,7	20,3	14,9	25,7	PF
		A2-17							20,1	9,2				PF
		A2-18							19,4	9,6				PF
		A2-19							18,3	7,2				PF
		A2-20							22,2	7,9				PF
20°C Axialzug	KDK 16-45/160	A2-21	17.03.2015	110					6,4	8,4	6,2	4,1	8,4	PF
		A2-22							5,3	11,2				PF
		A2-23							6,7	17,5				PF
		A2-24							6,8	13,6				PF
		A2-25							5,8	8,8				PF

Tabelle A 4: Konstanten zur Berechnung von Modell Verbundversagen

Temperatur	Tiefe Ausbruchkegel [mm]	Verbundtiefe l_{emb} [mm]	Bruchlast [kN]	Last linear [kN]	78% Lastanteil linear über Schaftversagen [kN]	Verschiebung linear [mm]	Verschiebung unter Bruchlast [mm]	Bereich Verbundspannung [mm]	Steifigkeit k_e [N/mm ²]	Schrauben-durchmesser d_s [mm]	Axialzug Stahlversagen σ_{22}	Spannung $\sigma = F/A$	E-Modul Schraube
					0	0		0			MN [kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
-20	62,5	37,5	78,1	54,1	42,1	0,55	1,3	19,1	34,8	22	107,25	734,58904	734,58904
10	35	65	42,8	19,9	15,5	0,49	8	4,1	8,3	22	Spannungsquerschnitt Schraube		
20	35,45	64,55	31,1	13,26	10,3	0,79	10,2	2,7	3,4	22	65,9736		
40	-13,2	86,8	12,9	1,94	1,5	1,3	13,2	0,3	0,2	22	20		

Tabelle A 5: Ergebnisse Modell Verbundversagen

Versuchsergebnis					77,80% Lastanteil	
Temperatur	Radius Ausbruchkegel [mm]	Tiefe Ausbruchkegel [mm]	Last linear [kN]	Verschiebung linear aus Versuch [mm]	Last Modell Verbundversagen [kN]	Verschiebung Modell Verbundversagen [mm]
-20	257,5	62,5	54,1	0,55	42,2	0,5
10	59,5	35	19,9	0,49	15,5	0,4
20	66,5	35,45	13,26	0,79	10,4	0,7
40	11	13,2	1,9	1,3	1,2	0,9

Tabelle A 6: Berechnungsergebnisse aus dem Modell Ausbruchkegel

-20°C				
$r=x*\lambda$	$x=r/\lambda$	$z(x)$	$\zeta=z*\lambda$ (Absenkung)	$V=k*\zeta$ (Bodensp.)
0,0	0	0,010	1,815	0,042
94,5	0,5	0,009	1,609	0,037
189,0	1	0,005	0,924	0,021
283,5	1,5	-0,003	0,000	0,000
-283,5	1,5	-0,003	0,000	0,000
-189,0	1	-0,005	0,924	0,021
-94,5	0,5	-0,009	1,609	0,037
0,0	0	-0,010	1,815	0,042
10°C				
$r=x*\lambda$	$x=r/\lambda$	$z(x) = [\text{mm}]$	$\zeta=z*\lambda$ (Absenkung)	$V=k*\zeta$ (Bodensp.)
0,0	0	0,026	2,515	0,058
48,7	0,5	0,023	2,231	0,052
97,4	1	0,017	1,609	0,037
165,5	1,7	0,004	0,361	0,008
194,7	2	-0,003	0,000	0,000
-194,7	2	-0,003	0,000	0,000
-165,5	1,7	-0,004	0,361	0,008
-97,4	1	-0,017	1,609	0,037
-48,7	0,5	-0,023	2,231	0,052
0,0	0	-0,026	2,515	0,058
20°C				
$r=x*\lambda$	$x=r/\lambda$	$z(x) = [\text{mm}]$	$\zeta=z*\lambda$ (Absenkung)	$V=k*\zeta$ (Bodensp.)
0,0	0	0,030	2,453	0,057
40,2	0,5	0,027	2,176	0,050
80,5	1	0,020	1,571	0,036
148,9	1,85	0,001	0,000	0,000
-148,9	1,85	0,001	0,000	0,000
-80,5	1	-0,020	1,571	0,036
-40,2	0,5	-0,027	2,176	0,050
0,0	0	-0,030	2,453	0,057
40°C				
$r=x*\lambda$	$x=r/\lambda$	$z(x) = [\text{mm}]$	$\zeta=z*\lambda$ (Absenkung)	$V=k*\zeta$ (Bodensp.)
0,0	0	0,270	5,533	0,128
10,2	0,5	0,240	4,909	0,114
20,5	1	0,174	3,565	0,083
40,0	1,95	-0,002	0,000	-0,001
-40,0	1,95	0,002	0,000	-0,001
-20,5	1	-0,174	3,565	0,083
-10,2	0,5	-0,240	4,909	0,114
0	0	-0,270	5,533	0,128

Tabelle A 7: Berechnung des inneren Reibungswinkels nach MOHR-COULOMB

Temperatur [°C]	Modell gekoppelt - Bruchlast [kN]	Ergebnis Versuch - Bruchlast [kN]	Verbundspannung [N/mm ²]	Normalspannung [N/mm ²]
-20	82,4	76,4	19,1	2,5
10	54,5	59,6	4,1	2,9
20	57,1	61,8	2,7	1,8
40	9,1	0,0	0,3	1,6

11. Anhang B

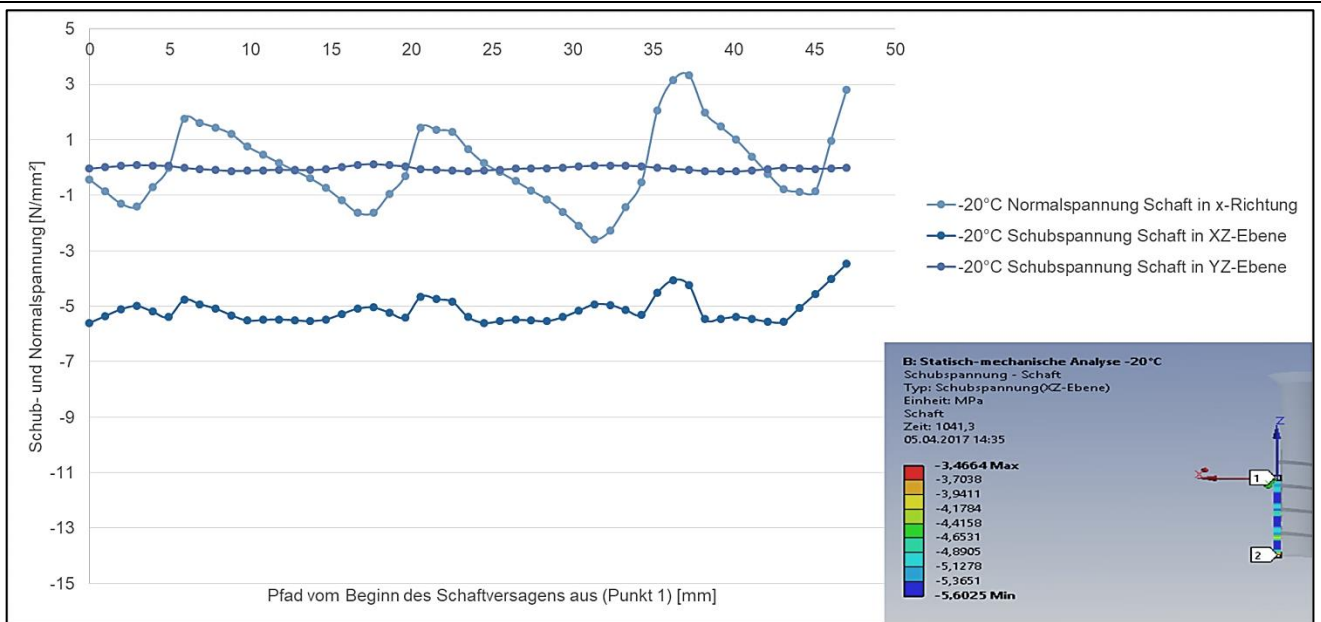


Abbildung 179: Normal- und Schubspannung entlang des Schaftversagens bei -20°C

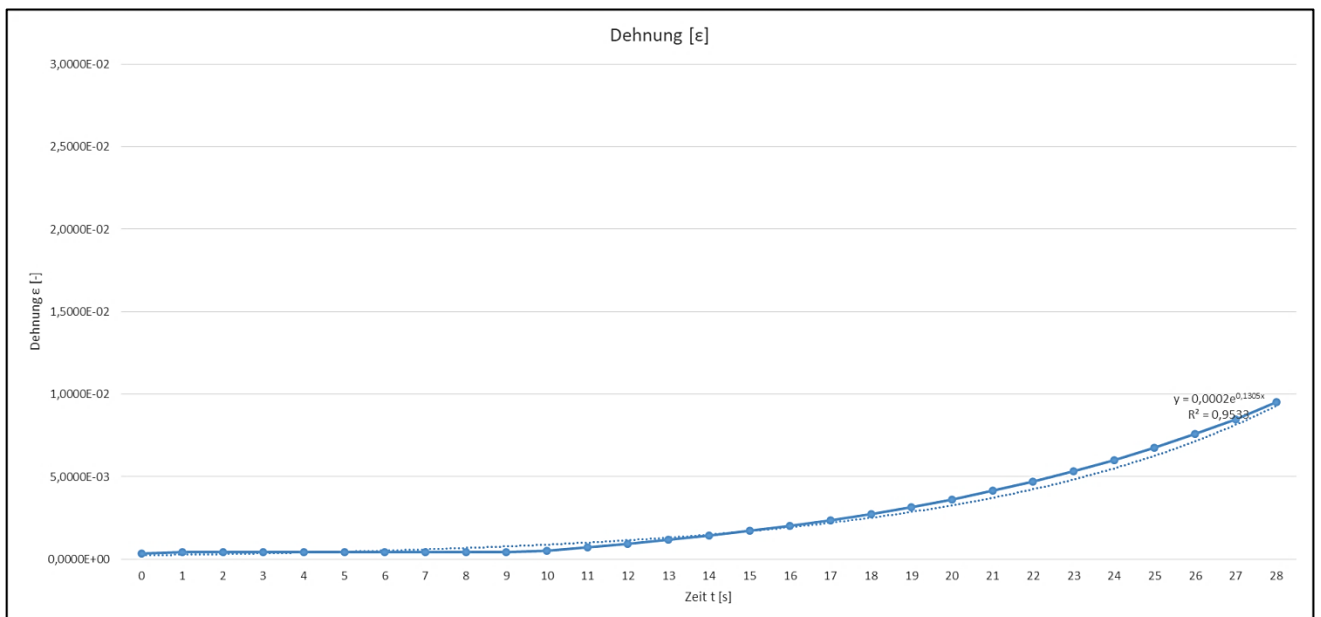


Abbildung 180: Annäherung der Versuchsdaten mittels e-Funktion

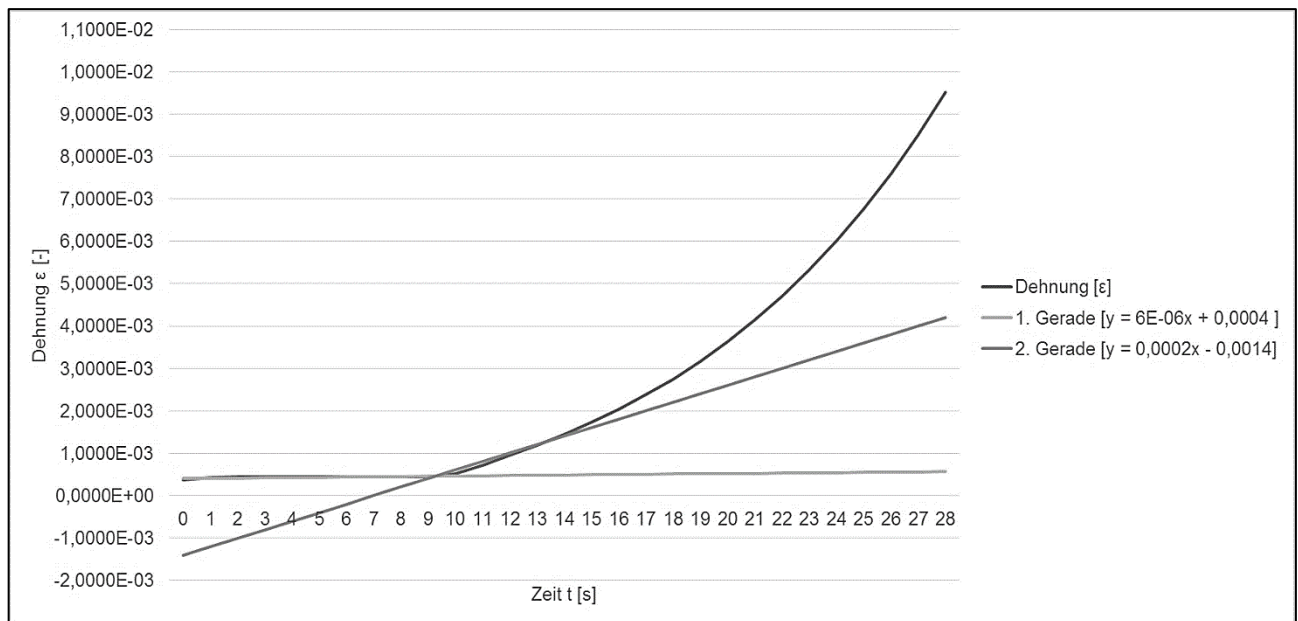


Abbildung 181: Curve fitting zur Bestimmung der Kriechdehnung unter linear ansteigender Belastungsgeschwindigkeit Asphaltbinderschicht

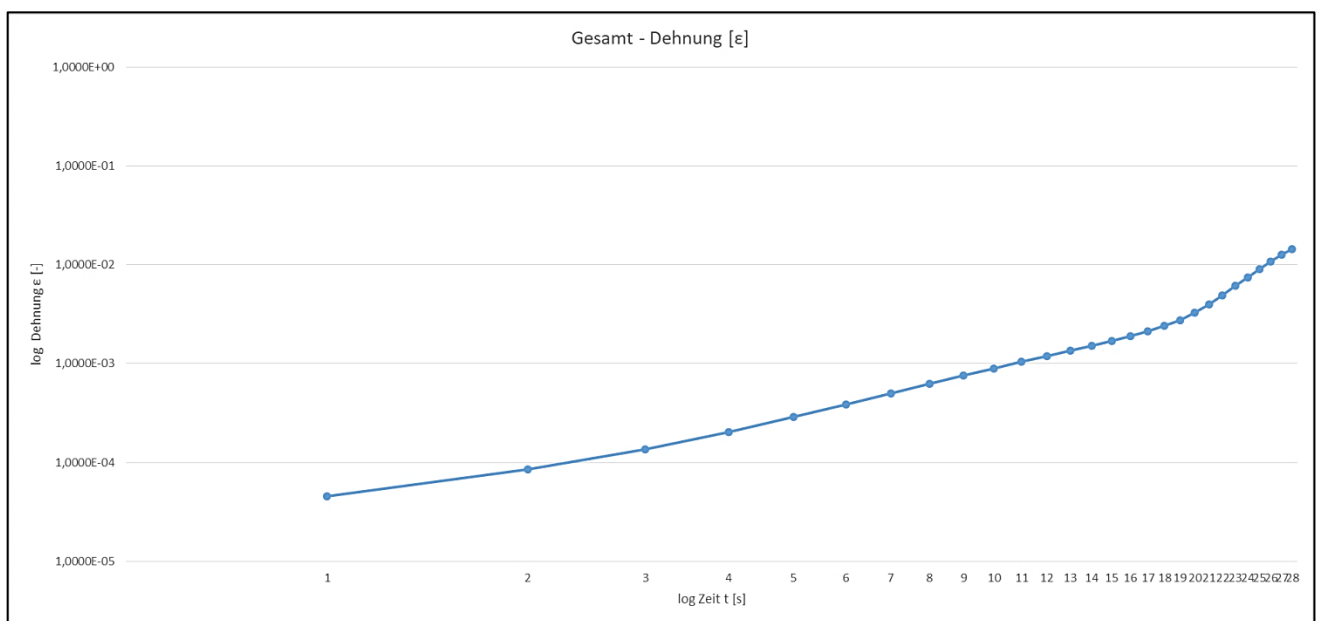


Abbildung 182: Dehnungsverlauf in Abhängigkeit der Zeit aus der Simulation bei 20°C

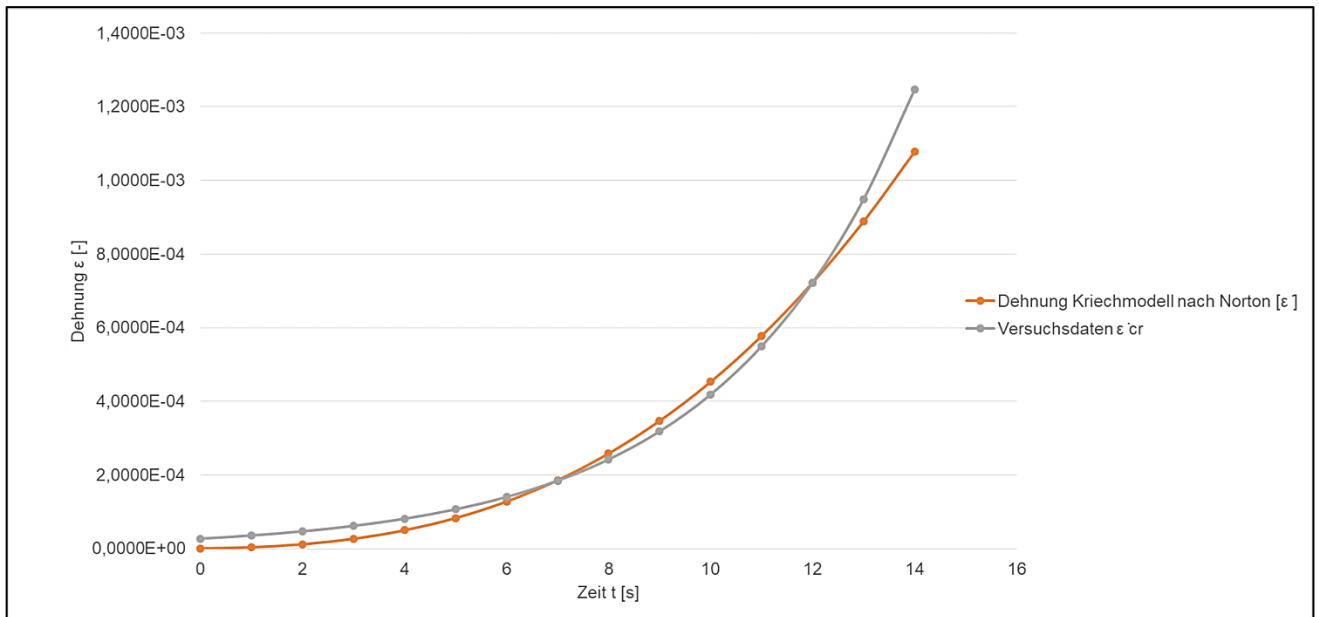


Abbildung 183: Iterative Annäherung der Dehnung mit Kriechmodell nach Norton

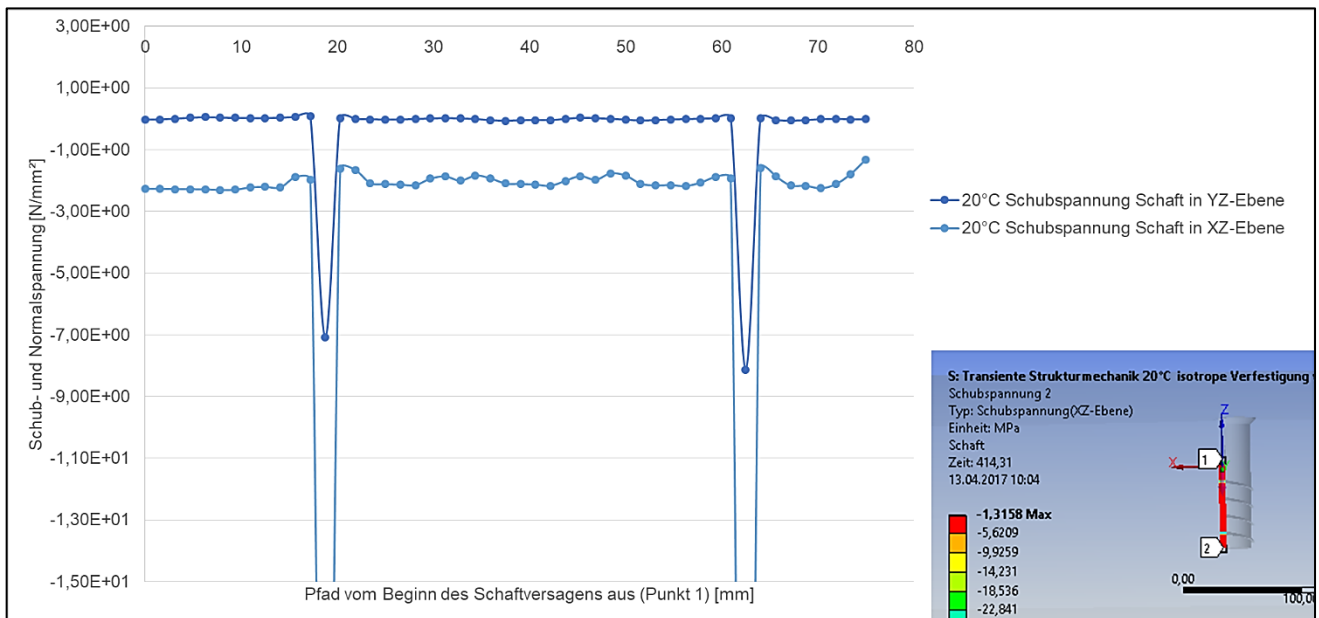


Abbildung 184: Schubspannung entlang des Schaftversagens bei 20°C – Modell 2a

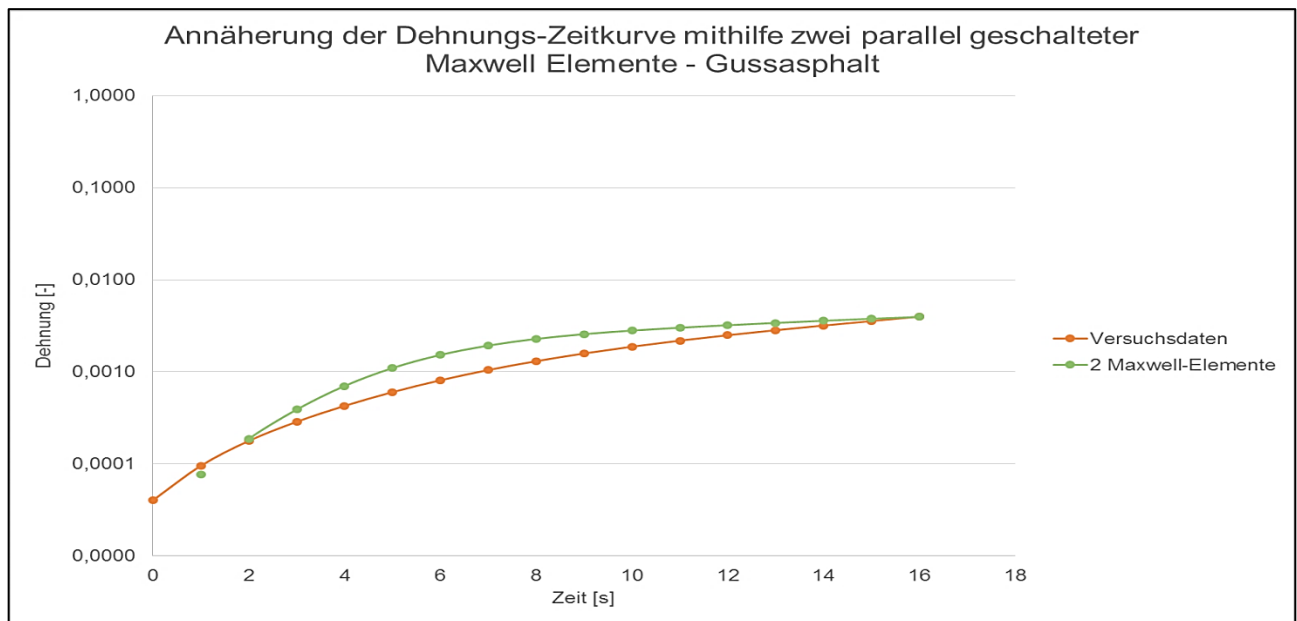


Abbildung 185: Annäherung der Dehnungs-Zeitkurve mithilfe zwei parallel geschalteter Maxwell Elemente - Gussasphalt

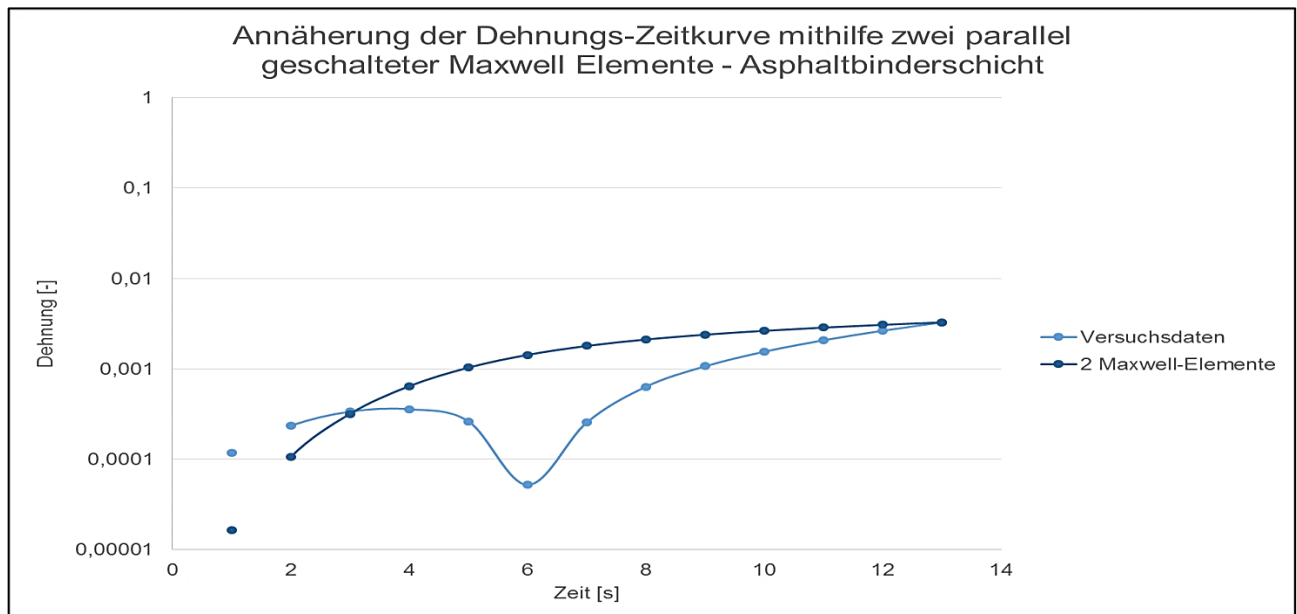


Abbildung 186: Annäherung der Dehnungs-Zeitkurve mithilfe zwei parallel geschalteter Maxwell Elemente – Asphaltbinder

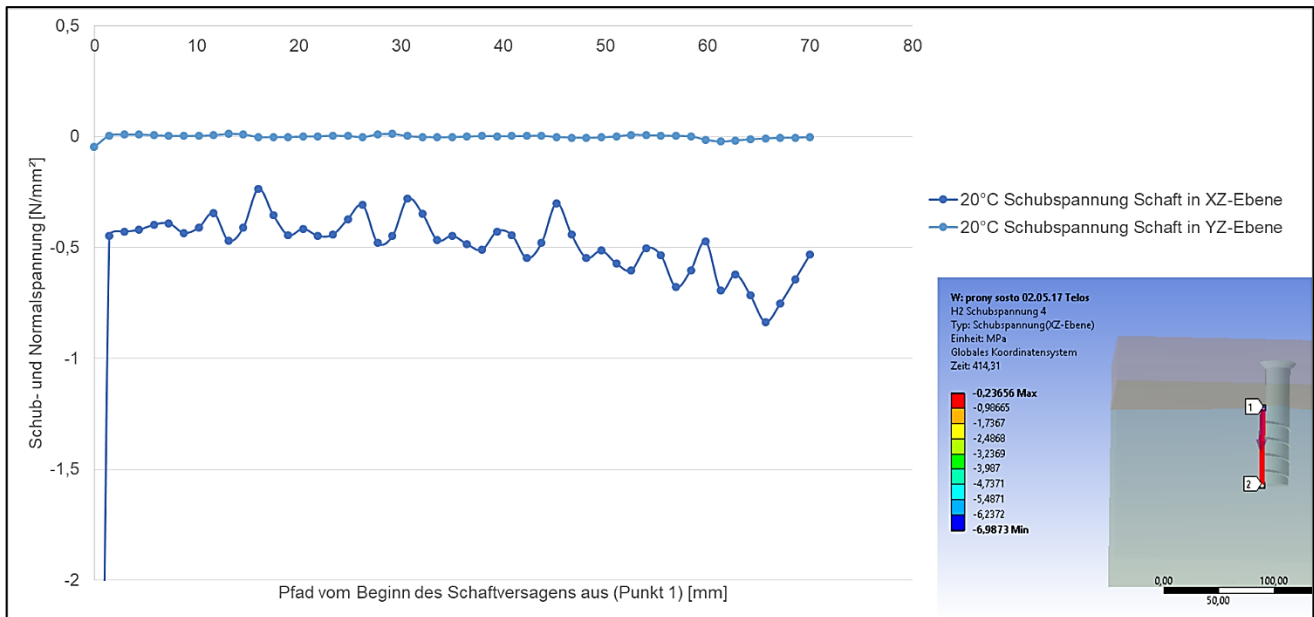


Abbildung 187: Schubspannung entlang des Schaftversagens bei 20°C – Modell 3a

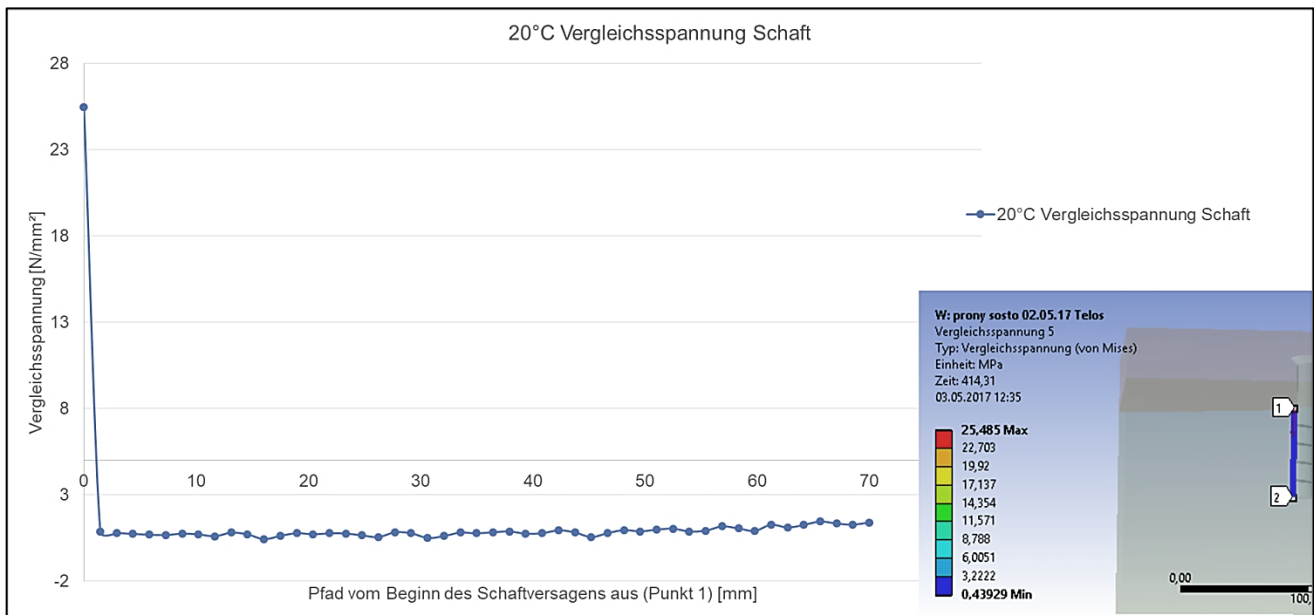


Abbildung 188: Vergleichsspannung entlang des Schaftversagens bei 20°C – Modell 3a

11.1. Werkstoffgleichung von 2 Maxwell-Elementen

Die Spannungsfunktion aus dem Spaltzugversuch (Kapitel 4.8.4) ergibt sich zu [19]:

$$\sigma = \sigma(t) \quad (\text{A11.1})$$

Für die Werkstoffgleichung von zwei Elementen ergibt sich:

Maxwell-Element 1

$$\dot{\sigma}_1 + \frac{1}{\tau_1} \sigma_1 = E_1 \dot{\epsilon} \quad (\text{A11.2})$$

Maxwell-Element 2

$$\dot{\sigma}_2 + \frac{1}{\tau_2} \sigma_2 = E_2 \dot{\varepsilon} \quad (\text{A11.3})$$

Für die Parallelschaltung von Maxwell-Elementen ist die Verschiebung gleich, es gilt für die Kinematik:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon \quad (\text{A11.4})$$

Die Summe der Spannungen aller Maxwell-Elemente ergibt die Gesamtspannung in einer Parallelschaltung mit der Gleichgewichtsbedingung:

$$\sigma_1 + \sigma_2 = \sigma \quad (\text{A11.5})$$

Es ergibt sich für die Werkstoffgleichung mit zwei Maxwell-Elementen:

$$\frac{\dot{\sigma}_1}{\tau_2} + \frac{1}{\tau_1 \tau_2} \sigma_1 = \frac{1}{\tau_2} E_1 \dot{\varepsilon} \quad \left| \cdot \frac{1}{\tau_2} \right. \quad (\text{A11.6})$$

$$\frac{\dot{\sigma}_2}{\tau_1} + \frac{1}{\tau_1 \tau_2} \sigma_2 = \frac{1}{\tau_1} E_2 \dot{\varepsilon} \quad \left| \cdot \frac{1}{\tau_1} \right. \quad (\text{A11.7})$$

Die Gleichgewichtsbedingung der Spannung ergibt:

$$\frac{\dot{\sigma}_1}{\tau_2} + \frac{\dot{\sigma}_2}{\tau_1} + \frac{1}{\tau_1 \tau_2} \sigma = \dot{\varepsilon} \left(\frac{E_1}{\tau_2} + \frac{E_2}{\tau_1} \right) \quad (\text{A11.8})$$

11.2. Gleichgewicht für die Berechnung von der Asphaltschraube

$$0 = F - p \cdot x \cdot 2\pi r - N \quad (\text{A11.9})$$

$$0 = F - p \cdot h_e \cdot 2\pi r \quad (\text{A11.10})$$

$$p = \frac{F}{h_e \cdot 2\pi r} \quad (\text{A11.11})$$

$$0 = F - \frac{F \cdot x \cdot 2\pi r}{h_e 2\pi r} - N$$

$$N = F \left(1 - \frac{x}{h_e} \right) \quad (\text{A11.12})$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{F}{A} \left(1 - \frac{x}{h_e} \right) \quad (\text{A11.13})$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{F}{EA} \left(1 - \frac{x}{h_e}\right) \quad (\text{A11.14})$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{F}{EA} \left(1 - \frac{x}{h_e}\right) dx \quad (\text{A11.15})$$

$$u = \int \frac{F}{EA} \left(1 - \frac{x}{h_e}\right) dx \quad (\text{A11.16})$$

11.3. Monatliche Mittelwerte für Strahlung Ansys am Standort Heraklion

Tabelle A 8: Mittlere monatliche Werte zur Berechnung von Maximaltemperaturen im Asphalt

Monat	Lufttemperatur [°C]	Relative Luftfeuchte [%]	Direkte norm. Strahlung [W/m²]	Diffuse Strahlung auf horizontale Fläche [W/m²]	WINDX, m/s	WINDY, m/s
Januar	12,2	70,4	91,8	59,4	0,7	0,8
Februar	11,3	67,0	109,2	76,9	0,6	-1,1
März	13,1	67,1	109,5	98,1	1,6	-2,4
April	15,8	63,7	131,4	121,1	1,1	0,2
Mai	18,9	66,5	158,6	134,0	0,6	-0,5
Juni	23,4	56,9	181,9	140,5	1,7	-1,3
Juli	26,2	56,7	189,6	134,6	2,0	-1,9
August	25,8	62,6	175,6	124,8	2,8	-2,3
September	23,6	63,0	166,1	103,1	1,1	-2,1
Oktober	20,2	65,6	136,3	82,1	0,7	-1,2
November	16,3	69,3	102,5	63,8	0,3	1,3
Dezember	14,0	66,1	89,2	53,7	0,9	1,4

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Überblick über die Struktur der vorliegenden Arbeit.....	8
Abbildung 2: Struktur-Schema Bitumen aus VELSKÉ ET AL.[12, S.68, Abb. 43]	10
Abbildung 3: Zustandsbereiche von Straßenbaubitumen in Anlehnung an HUTSCHENREUTHER und WÖRNER [5, S.32-33, Abb.1.14].....	11
Abbildung 4: Viskoelastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus NEROTH und VOLLENSCHAAR [13, S.15, Bild 1-5]	13
Abbildung 5: Dehnungs-Zeit-Verlauf des BURGER-Modells aus [19, S.120, Abb. 2.90]	14
Abbildung 6: Erweitertes Modell zur Beschreibung viskoelastischen Materialverhaltens [21, S.141, Abb.5.17]	15
Abbildung 7: Strukturaufbau von Asphaltbeton, Gussasphalt und Splittmastixasphalt, aus DÖRSCHNER und SCHÄFER [27, S.5].....	17
Abbildung 8: Schichtaufbau	18
Abbildung 9: Energietransport über eine Systemgrenze nach HERWIG und MOSCHALLSKI [38, S.3, Bild 2.1].....	20
Abbildung 10: Wärmetransportmechanismen in einem porösen Feststoff nach WILLEMS [40].....	21
Abbildung 11: Einfluss der Rohdichte auf die Wärmeleitfähigkeit nach WILLEMS [39, S.35, Bild 2.1-1]	22
Abbildung 12: Konvektive Wärmeübertragung aus WILLEMS [42].....	25
Abbildung 13: Solarstrahlung und äquivalente Strahlung eines schwarzen Körpers aus WILLEMS [42]	26
Abbildung 14: Bilanz der Wärmestrahlung nach HERWIG und MOSCHALLSKI [39]	27
Abbildung 15: Temperaturverteilung im Straßenoberbau aus VELSKÉ ET AL [12, S.5, Abb. 4].....	29
Abbildung 16: Steifigkeit nach FRANCKEN und VERSTRAETEN aus [57]	32
Abbildung 17: Wirkungsprinzipien von Befestigungselementen nach MALLÉE [33, S.5, Bild 1]	34
Abbildung 18: Montageablauf eines Hinterschnittdübels nach ELIGEHAUSEN und MALLÉE [11, S.22, Bild 2.26].....	35
Abbildung 19: Versagensfälle unter Axialzug in Beton für Metallspreiz- und Hinterschnittdübel [11, S.65, Bild 4.1].....	35
Abbildung 20: Zugbeanspruchter Beton und die Phasen der Rissentstehung aus [63].....	39
Abbildung 21: Rissentstehung unter Axialzugbelastung eines Metallspreizdübels [11, S.43, Bild 3.11]	39
Abbildung 22: Asphaltverschraubungen mit zugehörigem Verbundmörtelsystem	40
Abbildung 23: Versagensfälle von Verbunddübeln in Beton unter Axialzug nach Cook und andere in: [11, S.167, Bild 6.1].....	41
Abbildung 24: Übertragung von Verbundkräften mithilfe des Druckkegel-Zugring-Modells nach SCHLAICH und SCHÄFER (1989) in [69]	41
Abbildung 25: Last-Verschiebungskurven von Verbunddübeln nach MESZAROS [63, S.101, Bild 4.1]	42
Abbildung 26: Probekörper zur Durchführung der Vorversuche	44
Abbildung 27: Asphaltprobenherstellung	45
Abbildung 28: Rand- und Achsabstände der Schraubanker im Asphaltprobekörper.....	46
Abbildung 29: Versuchsaufbau	46
Abbildung 30: Belastungsgeschwindigkeit im Zugversuch	46

Abbildung 31: Iterative Grenzlastbestimmung am Beispiel des Asphaltprobekörpers 2A	47
Abbildung 32: Versuchsaufbau	48
Abbildung 33: Zugrichtung in der Ebene der Asphaltprobe	48
Abbildung 34: Verschiebungskurve unter Querkzugbelastung mit 2,5 kN	49
Abbildung 35: Verschiebungskurve unter Querkzugbelastung mit 1 kN	49
Abbildung 36: Dichtigkeitsprüfung an den entnommenen Bohrkernen, Ø 15cm	51
Abbildung 37: Asphaltmusterfläche in Nürnberg auf dem Firmengelände der Firma <i>TOGE Dübel GmbH & Co. KG</i>	52
Abbildung 38: Beispielhafte Darstellung der Belastungsgeschwindigkeit	56
Abbildung 39: Versuchsaufbau; Oben: Links Axialzug mit weiter Abstützung; Mitte Schrägzug; Rechts Querkzug; Unten: Symbol für Zugbelastung in Axial-, Schräg-, und Querrichtung	57
Abbildung 40: Temperaturüberwachung der Probekörper; Links -20°C; Mitte 10°C; Rechts 40°C.....	57
Abbildung 41: Moires, Kreta; Gavdos [82].....	61
Abbildung 42: Versuchsaufbau auf einem Dach in Moires, Kreta	61
Abbildung 43: Tagesgang der Maximaltemperatur in 7 und 3 cm Tiefe und an der Oberfläche OK....	62
Abbildung 44: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei -20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm.....	63
Abbildung 45: Links: detailliertes Ergebnis der Axialzugversuche bei -20°C Temperatureinwirkung; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	64
Abbildung 46: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei 10°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm; - *Versuch A2a-5 zeigt Abweichungen durch Messfehler	65
Abbildung 47: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel (unten) und Spaltversagen (oben); Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm; - *Versuche A2-4 und A2-5 zeigen Abweichungen durch Versagen des Schichtverbunds	66
Abbildung 48: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei 40°C Temperatureinwirkung; Rechts: charakteristischer Ausbruch; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm.....	67
Abbildung 49: Links: Ergebnis der Schrägzugversuche bei -20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagensbild; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	68
Abbildung 50: Links: Ergebnis der Schrägzugversuche bei 10°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagensbild; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	69
Abbildung 51: Links: Ergebnis der Schrägzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagensbild; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	69
Abbildung 52: Links: Ergebnis der Schrägzugversuche bei 40°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagensbild; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	70
Abbildung 53: Links: Ergebnis der Querkzugversuche bei -20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagensbild; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	71
Abbildung 54: Links: Ergebnis der Querkzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagensbild; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	72
Abbildung 55: Links: Ergebnis der Querkzugversuche bei 40°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagensbild; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	73
Abbildung 56: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei 10°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel; Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm.....	74
Abbildung 57: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel; Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm.....	75

Abbildung 58: Links: Ergebnis der Querkzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel; Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm.....	76
Abbildung 59: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel; Ø22 mm, $h_{ef} = 155$ mm.....	77
Abbildung 60: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagen; Betonschraube Ø14 mm, $h_{ef} = 104$ mm.....	78
Abbildung 61: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Versagensfall; Spreizdübel Ø16 mm, $h_{ef} = 110$ mm.....	79
Abbildung 62: Links: Ergebnis der Resttragfähigkeit unter Axialzug mit 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm.....	80
Abbildung 63: Links: Ergebnis der Resttragfähigkeit unter Querkzug mit 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagen; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	81
Abbildung 64: Links: Ergebnis der Resttragfähigkeit unter Axialzug mit 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel; Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm.....	82
Abbildung 65: Links: Ergebnis der Resttragfähigkeit unter Axialzug mit 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegel; Ø22 mm, $h_{ef} = 155$ mm.....	83
Abbildung 66: Links: Ergebnis der Resttragfähigkeit unter Axialzug mit 20°C Temperatureinwirkung; Rechts: Charakteristisches Versagen; Betonschraube Ø14 mm, $h_{ef} = 104$ mm.....	85
Abbildung 67: Versuchsaufbau mit enger Abstützung für Axialzugbelastungen; Links aus [55].....	86
Abbildung 68: Links: Ergebnis der Axialzugversuche bei 20°C Temperatureinwirkung mit enger Abstützung; Rechts: Charakteristisches Versagen; Ø22 mm, $h_{ef} = 65$ mm.....	87
Abbildung 69: Rissentstehung an der Befestigung nach einer Stoßbelastung von 15 kN bei 50°C	88
Abbildung 70: Spaltzugversuch an der verankerungsrelevanten Asphaltbinderschicht	89
Abbildung 71: Ergebnisse der Spaltzugversuche an der verankerungsrelevanten Asphaltbinderschicht und Gussasphaltschicht.....	89
Abbildung 72: Axialzugbelastung bei unterschiedlichen Temperaturen – Asphaltsschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm.....	90
Abbildung 73: Verfestigung von Beton oberhalb der Spreizelemente	92
Abbildung 74: Last-Dehnungskurve in Prozent bis zur Bruchlast in Abhängigkeit der Temperatur	93
Abbildung 75: Bruchlastfunktion der Axialzugversuche mit 95%- und 5% Quantil – Asphaltsschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	94
Abbildung 76: Funktion der Verschiebung unter 0,5 $F_{u,m}$ mit 95%- und 5% Quantil – Asphaltsschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	94
Abbildung 77: Bruchlast in Abhängigkeit von der Verschiebung über alle Temperaturen	95
Abbildung 78: Links: Mittelwerte der Ausbruchkegel unter Axialzug in Abhängigkeit des Temperatureinflusses; Rechts: Charakteristischer Ausbruchkegeldurchmesser – Asphaltsschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	95
Abbildung 79: Temperatureinfluss unter Schrägzugbelastung – Asphaltsschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	98
Abbildung 80: Bruchlastfunktion der Schrägzugversuche mit 95%- und 5%-Quantil – Asphaltsschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	99
Abbildung 81: Temperatureinfluss unter Querkzugbelastung – Asphaltsschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	100
Abbildung 82: Bruchlastfunktion der Querkzugversuche mit 95%- und 5%-Quantil – Asphaltsschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	101

Abbildung 83: Vergleich unterschiedlicher Durchmesser unter Axialzugbelastung - Asphaltschraube Ø22 und Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm.....	103
Abbildung 84: Bruchlastfunktion unter Einfluss des Durchmessers – Asphaltschraube Ø22 und Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm.....	104
Abbildung 85: Vergleich unterschiedlicher Verankerungstiefen unter Axialzugbelastung - Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ und 155 mm	105
Abbildung 86: Bruchlastfunktion unter Einfluss der Verankerungstiefe – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ und 155 mm.....	106
Abbildung 87: Einfluss der Belastungsrichtung bei -20°C – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	107
Abbildung 88: Einfluss der Belastungsrichtung bei 10°C – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	107
Abbildung 89: Einfluss der Belastungsrichtung bei 20°C – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	108
Abbildung 90: Einfluss der Belastungsrichtung bei 40°C – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	108
Abbildung 91: Interaktionsdiagramm Temperatur- und Lastrichtungsabhängigkeit; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	109
Abbildung 92: Normiertes Interaktionsdiagramm für Temperatur und Lastrichtungsabhängigkeiten; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	110
Abbildung 93: Statische Axialzugversuche mit und ohne Vorbelastung im Vergleich zur Bestimmung der Resttragfähigkeit nach 15 kN Stoßbelastung; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	111
Abbildung 94: Statische Querkzugversuche mit und ohne Vorbelastung im Vergleich zur Bestimmung der Resttragfähigkeit nach 15 kN Stoßbelastung; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	112
Abbildung 95: Bruchlast in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe; Ø22 mm	113
Abbildung 96: Statische Axialzugbelastung, enge und weite Abstützung im Vergleich; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm.....	114
Abbildung 97: Verbundspannung in Abhängigkeit von der Temperatur; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	114
Abbildung 98: Beispielhafte Berechnung von der Asphaltschraube.....	116
Abbildung 99: Beispielhafte Spannungs-Dehnungskurve	117
Abbildung 100: Lineare Darstellung der Spannungs-Dehnungsbeziehung in Abhängigkeit von der Temperatur	117
Abbildung 101: Steifigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur – Versuchsergebnisse für Axialzugbelastung.....	118
Abbildung 102: Tangentenmodul E_{vis} für den viskosen Anteil in Abhängigkeit von der Temperatur – Versuchsergebnisse für Axialzugbelastung.....	121
Abbildung 103: Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung bei 20°C	123
Abbildung 104: Spannungen zwischen Schraube und Verankerungsuntergrund sowie Ausbruchkegel und Verankerungsgrund bei Gebrauchstemperatur.....	124
Abbildung 105: Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung bei 10°C	125
Abbildung 106: Unterteilung der Spannungs-Dehnungskurve in 2 Funktionsbereiche im Bereich der Sprödtemperatur.....	126
Abbildung 107: Unterteilung der Spannungs-Dehnungskurve in 3 Funktionsbereiche unterhalb des Erweichungspunktes.....	127

Abbildung 108: Links: Schnittkräfte zwischen Schraube und Verankerungsuntergrund; Rechts: zylindrische Versagensfläche zur Überprüfung der Simulationsergebnisse mithilfe der Verbundspannung τ_u	128
Abbildung 109: Haftungswinkel bzw. Winkel des Ausbruchkegels (links) in Abhängigkeit der sich einstellenden Resultierenden (rechts) in Anlehnung an GROSS et. al [96]; $\rho(\text{Gebr.})$ entspricht Gebrauchstemperatur zwischen -20°C und 40°C	130
Abbildung 110: Zuordnung der analytischen Modellierung zu Versagensart und Asphaltsschicht mit zugehöriger Verankerungstiefe h_{ef}	132
Abbildung 111: Anteil der Verbundkraft zur Bruchlast unter Axialzugbelastung	133
Abbildung 112: Finites Element	133
Abbildung 113: Modell Verbundversagen in Anlehnung an das Ausziehverhalten von Fasern aus Beton	134
Abbildung 114: Bestimmung der Steifigkeit mithilfe der Verbundspannungsbeziehung	135
Abbildung 115: Vergleich Verhältnis Last zu Verschiebung von Versuch mit analytischem Modell Verbundversagen	136
Abbildung 116: Elastische Bettung zur Betrachtung des nachfolgend sich einstellenden Ausbruchkegels	137
Abbildung 117: Annahme einer unendlich langen Platte in Anlehnung an HAHN [100]	137
Abbildung 118: Biegung einer elastisch gebetteten Platte nach FÖPPL [102]	138
Abbildung 119: Vergleich Ausbruchkegel experimentell mit Abklingkoeffizient λ	140
Abbildung 120: Vergleich Verschiebung experimentell mit der Absenkung aus dem Modell Ausbruchkegel	140
Abbildung 121: Verschiebung ζ in Lastrichtung	141
Abbildung 122: Bodenspannung σ entlang des Abklingkoeffizienten	141
Abbildung 123: Bodenspannung σ_{i+1} , Moment und Querkraft entlang des Abklingkoeffizienten	142
Abbildung 124: Vergleich Versuch mit Modell Ausbruchkegel	142
Abbildung 125: Parallelschaltung zur Kopplung beider Modelle	143
Abbildung 126: Vergleich Versuch mit verknüpftem Modell Verbundversagen und Modell Ausbruchkegel	143
Abbildung 127: Darstellung der Normalspannung nach BELLUZZI [101] in Plattenmitte infolge Axialzugbelastung	144
Abbildung 128: Vergleich der Winkel der Ausbruchkegel mit dem inneren Ausbruchkegel aus dem gekoppelten Modell 1+2	144
Abbildung 129: Infinitesimal kleines Volumenelement – Zusammenhang von Spannungsrichtungen aus [107]	149
Abbildung 130: Nahaufnahme des Versagensbereiches zwischen Asphalt und Schraube aus den durchgeführten Versuchen	150
Abbildung 131: Links: 3D-Netzmodellierung für Asphalt mit Einflussbereich; Rechts: Elementvernetzung der Schraube	151
Abbildung 132: Links: Modellierung der Gewindesteigung und Vernetzung der Asphaltschraube; Rechts: Lagerung und Kraft	151
Abbildung 133: Newton Raphson Verfahren aus [108]	152
Abbildung 134: Konstruktionsgeometrie in Form eines Pfades beispielhaft für 20°C	153
Abbildung 135: Ablauf der Modellerstellung mittels der Versuchsergebnisse aus Ausziehversuchen	154
Abbildung 136: Elementtypen; Links: Solid187; Rechts: Surf154 aus [110]	154

Abbildung 137: Elementtypen; Links: Conta174; Rechts: Targe170 aus [110]	155
Abbildung 138: Modellierung des viskoelastischen Modells	155
Abbildung 139: Vergleich der Last-Verschiebungskurven der Versuche zum linear-elastischen Modell 1 bei verschiedenen Temperaturen.....	157
Abbildung 140: Last-Verschiebungskurven aus Versuch und Simulation im Vergleich bei -20°C	159
Abbildung 141: Optimierte Last-Verschiebungskurven aus Versuch und Simulation im Vergleich bei -20°C	159
Abbildung 142: Vergleichsspannung nach Mises bei -20°C	160
Abbildung 143: Gesamtverformung bei -20°C.....	161
Abbildung 144: Oben links: maximale elastische Hautdehnung; Oben rechts: minimale elastische Hauptdehnung; Unten links: mittlere elastische Hauptdehnung; Unten rechts: Hauptvektor der elastischen Dehnung; -20°C	162
Abbildung 145: Links: Schubspannung entlang der Bruchfläche bzw. dem Pfad des Schaftes; Rechts: Schnittkräfte zwischen Schraube und Verankerungsgrund, Ausbruchkegel und Verankerungsgrund; -20°C	163
Abbildung 146: Links: Normalspannungen orthogonal zur Richtung des auftretenden Ausbruchkegels bei -20°C; Rechts Detail.....	164
Abbildung 147: Mittlere Hauptspannungen bei -20°C; Links: ohne Vernetzung; Rechts: mit Vernetzung	165
Abbildung 148: Nichtlineares Modell	166
Abbildung 149: Einschätzung der Kriechphasen für zeit- und temperaturabhängige plastische Verformungen aus [19]	166
Abbildung 150: Einschätzung der Kriechphasen des Dehnungs-Zeit-Verlaufs bei 20°C.....	167
Abbildung 151: Vergleich der Last-Verschiebungskurven aus Versuch und Simulation bei 20°C.....	169
Abbildung 152: Untersuchung des Einflusses durch Kriechen bei 20°C	169
Abbildung 153: Gesamtverformung bei 20°C	170
Abbildung 154: Oben links: Maximale elastische Hauptdehnung; Oben rechts: Minimale elastische Hauptdehnung; Unten links: Mittlere elastische Hauptdehnung; Unten rechts: Hauptvektor der elastischen Dehnung; 20°C.....	171
Abbildung 155: Links: Schubspannung entlang des Pfades der Versagensfläche am Schaft; Rechts: Schnittkräfte zwischen Schraube und Verankerungsgrund, Ausbruchkegel und Verankerungsgrund; -20°C	172
Abbildung 156: Vergleichsspannung nach Mises unter Bruchlast und Gebrauchstemperatur 20°C .	173
Abbildung 157: Last-Verschiebungskurven aus Versuch und Simulation im Vergleich bei 40°C	174
Abbildung 158: Oben links: Maximale elastische Hauptdehnung; Oben rechts: Minimale elastische Hauptdehnung; Unten links: Mittlere elastische Hauptdehnung; Unten rechts: Hauptvektor der elastischen Dehnung; 40°C.....	175
Abbildung 159: Vergleichsspannung nach MISES bei 40°C.....	176
Abbildung 160: Ablauf der Modellerstellung mittels der Versuchsergebnisse aus entnommenen Bohrkernen	177
Abbildung 161: Links: Spaltzugversuch; Rechts: Modell 3	178
Abbildung 162: Boltzmann'sches Superpositionsprinzip an der Spannungs-Zeitkurve in Anlehnung an [19]	178
Abbildung 163: Beispielhafte Relaxationsfunktion und Annäherung mithilfe von Maxwell-Elementen	179
Abbildung 164: Zuordnung der Maxwell-Elemente je Schicht.....	181

Abbildung 165: Last-Verschiebungskurve Simulation und Versuch im Vergleich bei 20°C – Modell 3	182
Abbildung 166: Oben links: Maximale elastische Hauptdehnung; Oben rechts: Minimale elastische Hauptdehnung; Unten links: Mittlere elastische Hauptdehnung; Unten rechts: Hauptvektor der elastischen Dehnung; 40°C.....	183
Abbildung 167: Schubspannung entlang des Pfades der Versagenden Fläche am Schaft bei 20°C – Modell 3	184
Abbildung 168: Vergleichsspannung nach Mises bei 20°C – Modell 3	185
Abbildung 169: Links: Vergleichsspannung nach Mises entlang der versagen Mantelfläche bei 20°C – Modell 3; Rechts: Schnittkräfte zwischen Schraube und Verankerungsgrund	185
Abbildung 170: Parameterstudie zu Modell 3 bei 20°C	188
Abbildung 171: Simulationsergebnis der Verformung in Abhängigkeit vom Abstand zum Schraubenschaft und von der Temperatur	190
Abbildung 172: Vergleich der Temperaturdaten aus Versuch und Simulation	192
Abbildung 173: Geometrie des Anbauteils mit Zweifachbefestigung	192
Abbildung 174: Temperaturverteilung an optimiertem Anbauteil	193
Abbildung 175: Rissbildung infolge Stoßbelastung; Rechts: Detail.....	193
Abbildung 176: Vorgang zum Heilen eines beschädigten Verankerungsgrunds aus Patentanmeldung: [119]	194
Abbildung 177: Möglichkeit der Funktionsweise zur Heilung eines beschädigten Asphalts	195
Abbildung 178: Temperaturerhöhung im Bereich der Befestigung	195
Abbildung 179: Normal- und Schubspannung entlang des Schaftversagens bei -20°C.....	206
Abbildung 180: Annäherung der Versuchsdaten mittels e-Funktion	206
Abbildung 181: Curve fitting zur Bestimmung der Kriechdehnung unter linear ansteigender Belastungsgeschwindigkeit Asphaltbinderschicht	207
Abbildung 182: Dehnungsverlauf in Abhängigkeit der Zeit aus der Simulation bei 20°C	207
Abbildung 183: Iterative Annäherung der Dehnung mit Kriechmodell nach Norton.....	208
Abbildung 184: Schubspannung entlang des Schaftversagens bei 20°C – Modell 2a	208
Abbildung 185: Annäherung der Dehnungs-Zeitkurve mithilfe zwei parallel geschalteter Maxwell Elemente - Gussasphalt.....	209
Abbildung 186: Annäherung der Dehnungs-Zeitkurve mithilfe zwei parallel geschalteter Maxwell Elemente – Asphaltbinder	209
Abbildung 187: Schubspannung entlang des Schaftversagens bei 20°C – Modell 3a	210
Abbildung 188: Vergleichsspannung entlang des Schaftversagens bei 20°C – Modell 3a.....	210

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Vergleich des Lastabtrags zwischen Asphaltbeton, Splittmastixasphalt und Gussasphalt nach PARTL [33]	19
Tabelle 2: Maximale Temperatureinwirkungen in Deutschland; LT = Lufttemperatur; OT = Oberflächentemperatur	30
Tabelle 3: Im Zugversuch erzielte Grenzlaster ohne Rissbildung bzw. Ausbruch	47
Tabelle 4: Nach dem Dichtigkeitsversuch gemessene Eindringtiefen	51
Tabelle 5: Versuchsprogramm	53
Tabelle 6: Versagensfälle zur Beschreibung der Versuche	58
Tabelle 7: Anforderungen nach ETAG 001 Teil 1 [1] bzw. EAD 330232-00-0601 [78]	58
Tabelle 8: Maximaltemperaturen auf Kreta für das Jahr 2015	62
Tabelle 9: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei -20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]	64
Tabelle 10: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 10°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]	65
Tabelle 11: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]	66
Tabelle 12: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 40°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]	67
Tabelle 13: Ergebnistabelle für Schrägzugversuche bei -20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]	68
Tabelle 14: Ergebnistabelle für Schrägzugversuche bei 10°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]	69
Tabelle 15: Ergebnistabelle für Schrägzugversuche bei 20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]	70
Tabelle 16: Ergebnistabelle für Schrägzugversuche bei 40°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]	71
Tabelle 17: Ergebnistabelle für Querzugversuche bei -20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]	72
Tabelle 18: Ergebnistabelle für Querzugversuche bei 20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]	73
Tabelle 19: Ergebnistabelle für Querzugversuche bei 40°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]	74
Tabelle 20: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 10°C; Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]	75
Tabelle 21: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 20°C; Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]	76
Tabelle 22: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 20°C; Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]	77
Tabelle 23: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 155$ mm [1], [80], [81]	78
Tabelle 24: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 20°C; Betonschraube [1], [80], [81]	79
Tabelle 25: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 20°C; Spreizdübel [1], [80], [81]	79
Tabelle 26: Ergebnistabelle der Resttragfähigkeit unter Axialzug mit 20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]	81
Tabelle 27: Ergebnistabelle der Resttragfähigkeit unter Querzug mit 20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]	82
Tabelle 28: Ergebnistabelle der Resttragfähigkeit unter Axialzug mit 20°C; Ø16 mm, $h_{ef} = 100$ mm [1], [80], [81]	83
Tabelle 29: Ergebnistabelle der Resttragfähigkeit unter Axialzug mit 20°C; Ø22 mm, $h_{ef} = 155$ mm [1], [80], [81]	84
Tabelle 30: Ergebnistabelle der Resttragfähigkeit unter Axialzug mit 20°C; Betonschraube [1], [80], [81]	85
Tabelle 31: Ergebnistabelle der Resttragfähigkeit unter Axialzug mit 20°C; Spreizdübel [1], [80], [81]	86
Tabelle 32: Ergebnistabelle für Axialzugversuche bei 20°C mit enger Abstützung; Ø22 mm, $h_{ef} = 65$ mm [1], [80], [81]	87
Tabelle 33: Versuchsergebnisse und Standardabweichungen der Ausbruchkegelabmessungen in Abhängigkeit von der Temperatur – Asphaltverschraubung Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	97

Tabelle 34: Ermittlung minimaler Rand- und Achsabstände unter Axialzugbelastung – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	97
Tabelle 35: Ermittlung min. Rand- und Achsabstände für Schrägzugbelastung – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	99
Tabelle 36: Ermittlung minimaler Rand- und Achsabstände für Querkzugbelastung – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	101
Tabelle 37: Zusammenfassung der Mittelwerte der Bruchlasten $F_{u,m}$ – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm.....	102
Tabelle 38: Zusammenfassung der Mittelwerte der Bruchlasten $F_{u,5\%}$ - Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm.....	102
Tabelle 39: Lastrichtungsabhängige minimale Rand- und Achsabstände – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm.....	103
Tabelle 40: Bruchflächenberechnung.....	120
Tabelle 41: Materialverhalten in Abhängigkeit von der Temperatur.....	122
Tabelle 42: Tiefen und Winkel der sich einstellenden Ausbruchkegel	128
Tabelle 43: Einfluss der Temperatur auf den Ausbruchkegel, Haftungswinkel und Haftungskoeffizient im kritischen Bereich unter Axialzugbelastung – Asphaltschraube Ø22 mm, $h_{ef} = 100$ mm	131
Tabelle 44: Umsetzung der Materialmodelle	153
Tabelle 45: Eingabedaten für Modell 1 (linear-elastisch) in Ansys Workbench (Technische Daten) .	156
Tabelle 46: Vergleich der Verschiebung aus Versuch und Simulation.....	157
Tabelle 47: Eingabedaten für Modell 2 bei -20°C – Technische Daten.....	158
Tabelle 48: Eingabedaten aus den Ausziehversuchen für Modell 2 bei 40°C – Technische Daten...	174
Tabelle 49: Materialkennwerte für Modell 3 - Gussasphaltschicht.....	181
Tabelle 50: Materialkennwerte für Modell 3 - Asphaltbinderschicht.....	182
Tabelle 51: Parameterstudie - Gussasphaltschicht	186
Tabelle 52: Parameterstudie - Asphaltbinderschicht	187
Tabelle 53: Vergleich der Verformungen zwischen Versuch und Simulation	189
Tabelle 54: Anteil des Lastabtrags über Schubspannung in Abhängigkeit von der Temperatur.....	190
Tabelle 55: Wärmeleitfähigkeit des Schichtenaufbaus	191

Literaturverzeichnis

- [1] Europäische Organisation für Technische Zulassungen, Ed., "ETAG 001 Teil 1: Metalle Dübel zur Verankerung im Beton – Teil 1 Dübel - Allgemeines." 2006.
- [2] "www.eota.eu," *European Organisation for Technical Assessment*, 07-Oct-2015. .
- [3] DIN Deutsches Institut für Normung, Ed., "DIN EN 1992-4 - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton." Beuth Verlag, 2013.
- [4] *Gesetz zur Neuregelung des Wasserrechts (Artikel 1 Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushalts (Wasserhaushaltsgesetz - WHG))*. 2009.
- [5] J. Hutschenreuther and T. Wörner, "Asphalt im Straßenbau," in *Asphalt im Straßenbau*, 1. Auflage., Berlin: Verlag für Bauwesen, 1998, p. 31ff.
- [6] *BISAR - Bitumen Structure Analysis in Roads*. Shell, 2011.
- [7] C. Haas, Ed., "Bemessung von Mehrschichtsystemen mit dem Programm BISAR." Hochschule Augsburg, 2011.
- [8] E. Herz, "Entwicklung eines Materialmodells zur Simulation von Schädigungs- und Kriechvorgängen und dessen Anwendung auf Asphalt und Beton," Dissertation, TU Darmstadt, 2006.
- [9] A. Walther, "Rechnerische Dimensionierung von Asphaltstraßen unter Berücksichtigung stündlicher Beanspruchungszustände," Dissertation, Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Braunschweig, 2015.
- [10] A. Zbiciak and R. Michalczyk, "Characterization of the Complex Moduli for Asphalt-Aggregate Mixtures at Various Temperatures," *Elsevier Ltd*, vol. Procedia Engineering 91, pp. 118–123, 2014.
- [11] R. Eligehausen and R. Mallee, "Befestigungstechnik im Beton und Mauerwerksbau," in *Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau*, Berlin: 2000 Ernst und Sohn.
- [12] S. Velske, H. Mentlein, and P. Eymann, "Straßenbautechnik," in *Straßenbautechnik*, Düsseldorf: Werner Verlag, 2002, pp. 5–96, 885.
- [13] G. Neroth and D. Vollenschaar, "Wendehorst Baustoffkunde," in *Wendehorst Baustoffkunde*, 27th ed., Hannover: Vieweg und Teubner Verlag, 2011, p. 5f; 753-784ff.
- [14] Y. Jiang, J. Xue, and Z. Chen, "Influence of volumetric property on mechanical properties of vertical vibration compacted asphalt mixture," *Elsevier*, vol. Construction and Building Materials, no. 135, pp. 612–621, 2016.
- [15] R. Karsten, "Bauchemie," in *Bauchemie*, 11. Auflage., Berlin: Müller Verlag, 2003, p. 11–55f; 422.
- [16] DIN Deutsches Institut für Normung, Ed., "DIN EN 12593 - Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel - Bestimmung des Brechpunktes nach Fraaß." Beuth Verlag.
- [17] DIN Deutsches Institut für Normung, Ed., "DIN EN 1427 - Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel – Bestimmung des Erweichungspunktes – Ring- und Kugel-Verfahren." Beuth Verlag, 2013.
- [18] T. Mezger, "Das Rheologie Handbuch," 3. Auflage., Hannover: 2010, pp. 31–34, 94–111.
- [19] M. Vormwald and Fiedler, M., "Werkstoffmechanik." TU Darmstadt, 01-Dec-2017.
- [20] L. Shan, Y. Xu, H. He, and N. Ren, "Optimization criterion of viscoelastic response model for asphalt binders," *Elsevier*, vol. Construction and Building Materials, no. 113, pp. 553–560, Jun. 2016.
- [21] W. Rust, "Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen," in *Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen*, 3rd ed., Wiesbaden: Springer Vieweg Verlag, 2016, pp. 133–198.
- [22] R. Benedix, *Einführung in die Chemie der Bauingenieure*. Wiesbaden: Teubner Verlag, 2006.
- [23] DIN Deutsches Institut für Normung, Ed., "DIN EN 1426 - Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel – Bestimmung der Nadelpenetration." Beuth Verlag, 2013.

- [24]E. Richter, "Zur Verhärtung des Bitumens und deren Auswirkung auf die Lebensdauer von Asphaltbetondeckschichten," vol. Bitumen, no. 1, p. S.13, 1989.
- [25]W. Willems and K. Schild, "Schallschutz: Bauakustik," Wiesbaden: Springer Vieweg Verlag, 2012, p. 83ff.
- [26]FESI European federation of association of insulation contractors, "Eigenschaften von Baustoffen – Schalldämmung, Absorption, Dämpfung," 2002.
- [27]L. Dörschner and V. Schäfer, "DAV Leitfaden Splittmastixasphalt - Technischer Bericht," 2000.
- [28]DIN Deutsches Institut für Normung, Ed., "DIN EN 13108 - 1 - Asphaltmischgut – Mischgutanforderungen – Teil 1: Asphaltbeton." Beuth Verlag, 2013.
- [29]DIN Deutsches Institut für Normung, Ed., "DIN EN 13108 - 5 - Asphaltmischgut – Mischgutanforderungen – Teil 5: Splittmastixasphalt." Beuth Verlag, 2013.
- [30]"www.asphalt.de/technik/6_baustoffe_und_baustoffgemische," 27-Aug-2014. .
- [31]DIN Deutsches Institut für Normung, Ed., "DIN EN 13108 - 6 - Asphaltmischgut – Mischgutanforderungen – Teil 6: Gussasphalt." Beuth Verlag, 2013.
- [32]"DAfStb-Richtlinie - Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen." Beuth Verlag, 2011.
- [33]Dr. Manfred Partl, Ed., "Asphalt und Bitumen - Vorlesung Werkstoffe I." Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Frühling-2011.
- [34]R. Malleé, "Befestigungstechnik im konstruktiven Ingenieurbau - Institut für konstruktiven Ingenieurbau der Universität für Bodenkultur." 2009.
- [35]Europäische Organisation für Technische Zulassungen, "ETAG 001 Anhang A - Metalleinbauelemente zur Verankerung im Beton – Anhang A Einzelheiten der Versuche." 2011.
- [36]X. Wang, Z. Su, A. Xu, A. Zhou, and H. Zhang, "Shear fatigue between asphalt pavement layers and its application in design," *Elsevier*, vol. Construction and Building Materials, no. 135, pp. 297–305, 2017.
- [37]Z. -f. Chen, D. Wu, Q. Tao, and Y. Gan, "Experimental Study of Typical Graded Asphalt Mixture about Dynamic Stability at High Temperature," *Tech Publ. Switz.*, vol. Applied Mechanics and Materials, no. 858, pp. 300–304, Nov. 2016.
- [38]M. Z. Alavi, N. E. Morian, E. Y. Hajj, and P. E. Sebaaly, "Influence of Asphalt Binder Oxidative Aging on Critical Thermal Cracking Characteristics of Asphalt Mixtures," vol. Journal Of The Association Of Asphalt Paving Technologists, Portland, Oregon: DEStech Publications, Inc., 2015, pp. 115–142.
- [39]H. Herwig and A. Moschallski, "Wärmeübertragung," Wiesbaden: Vieweg und Teubner Verlag, 2009, pp. 3-6-208.
- [40]W. Willems, "Wärmeschutz," Wiesbaden: Springer Vieweg Verlag, 2013, pp. 35–40.
- [41]"http://www.aerogel.org/," *Aerogel*, 11-Sep-2016. .
- [42]W. Willems, "Lehrbuch der Bauphysik," Wiesbaden: Springer Vieweg Verlag, 2013, pp. 3-40-560.
- [43]D. Meschede, "Gerthsen Physik," in *Gerthsen Physik*, 24. Auflage., Heidelberg: Springer Verlag, 2010, pp. 251–312.
- [44]P. von Böckh and T. Wetzel, "Wärmeübertragung," in *Wärmeübertragung*, 4. Auflage., Heidelberg: Springer Verlag, 2011, pp. 3–16.
- [45]C. Czeslik, H. Seemann, and R. Winter, "Basiswissen physikalische Chemie," in *Basiswissen physikalische Chemie*, 4. Auflage., Wiesbaden: Vieweg und Teubner Verlag, 2010, p. 1.
- [46]P. Stephan, "VDI-Wärmeatlas," 2013, p. 19ff.
- [47]Kabelac and Vortmeyer, "VDI-Wärmeatlas," 2013, p. 1089ff.
- [48]H. Baehr and K. Stephan, "Wärme- und Stoffübertragung," in *Wärme- und Stoffübertragung*, 8. Auflage., Heidelberg: Springer Vieweg Verlag, 2013, p. 695.

- [49]DIN Deutsches Institut für Normung, Ed., "DIN V 18599 -10:2011-12 - Energetische Bewertung von Gebäuden - Berechnung des Nutz-, End- und Primärenergiebedarfs für Heizung, Kühlung, Lüftung, Trinkwarmwasser und Beleuchtung - Teil 10: Nutzungsrandbedingungen, Klimadaten." Dec-2011.
- [50]DIN Deutsches Institut für Normung, Ed., "DIN 4710 Blatt 1 - Meteorologische Grundlagen für die technische Gebäudeausrüstung." Beuth Verlag, 2013.
- [51]Ullrich and Bodmer, "VDI-Wärmeatlas," 2013, pp. 629–645.
- [52]H.-J. Neumann, "Was ist Bitumen," vol. Bitumen 4/95, p. S.146-152, 1995.
- [53]Q. Liu, Á. García, E. Schlangen, and M. van de Ven, "Induction healing of asphalt mastic and porous asphalt concrete," *Elsevier*, vol. Construction and Building Materials, no. 25, p. S.3746-3752, 2011.
- [54]Baum, Arand, Buseck, Hürtgen, "Merkblatt über die mechanischen Eigenschaften von Asphalt." Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 1985.
- [55]Europäische Organisation für Technische Zulassungen, Ed., "ETAG 001 Teil 5 - Metaldübel zur Verankerung im Beton – Teil 5 Verbunddübel." 2008.
- [56]L. Papula, "Mathematische Formelsammlung für Ingenieure und Naturwissenschaftler," in *Mathematische Formelsammlung für Ingenieure und Naturwissenschaftler*, 11. Auflage., Wiesbaden: Springer Vieweg Verlag, 2014, p. 67 ff.
- [57]bast - Bundesanstalt für Straßenwesen, Ed., "Stoffmodelle zur Voraussage des Verformungswiderstandes und Ermüdungsverhaltens von Asphaltbefestigungen," *Straßenbau*, vol. Heft S 45, pp. 51–55, 2006.
- [58]*Ansys Academic Research*. Ansys Inc., 2015.
- [59]Europäische Organisation für Technische Zulassungen, "ETAG 001 Anhang C - Metaldübel zur Verankerung im Beton – Anhang C Bemessungsverfahren für Verankerungen." 2010.
- [60]R. W. Cannon, D. A. Godfrey, and F. L. Moreadith, "Guide to the Design of Anchor Bolts and Other Steel Embedments," *Concr. Int.*, pp. 28–31, Jul. 1981.
- [61]J.-J. Appl, "Tragverhalten von Verbunddübeln unter Zugbelastung," Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2008.
- [62]T. Pregartner, "Bemessung von Befestigungen in Beton," in *Bemessung von Befestigungen in Beton*, Ernst & Sohn, 2009, pp. 9-95-130.
- [63]Technische Universität Braunschweig, Ed., "Werkstoffverhalten: Umdruck zur Vorlesung." Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Fachgebiet Baustoffe und Stahlbetonbau, 2008.
- [64]Juraj Mészáros, "Tragverhalten von Einzelverbunddübeln unter zentrischer Kurzzeitbelastung," Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2001.
- [65]R. A. Cook, "Behavior of Chemically Bonded Anchors," *J. Struct. Eng. Am. Soc. Civ. Eng.*, vol. 1993.119:2744-2762, no. 119, No 9, pp. 2744–2762, Apr. 2014.
- [66]R. Eligehausen, R. Mallée, and G. Rehm, "Befestigungen mit Verbundankern - Fixing formed with Resin Anchors," *Betonw. Fert.-Tech.*, no. Heft 10/1984, pp. 686–693, 1984.
- [67]R. Eligehausen, R. Mallée, and G. Rehm, "Befestigungen mit Verbundankern, Teil 2 - Fixing formed with Resin Anchors, part 2," *Betonw. Fert.-Tech.*, no. Heft 11/1984, pp. 781–786, 1984.
- [68]R. Eligehausen, R. Mallée, and G. Rehm, "Befestigungen mit Verbundankern, Teil 3 - Fixing formed with Resin Anchors, part 3," *Betonw. Fert.-Tech.*, no. Heft 12/1984, pp. 825–830, 1984.
- [69]S. Lettow, "Ein Verbundelement für nichtlineare Finite Elemente Analysen - Anwendung auf Übergreifungsstöße," Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2016.
- [70]R. Eligehausen, J. J. Appl, B. Lehr, J. Meszaros, and W. Fuchs, "Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen mit Verbunddübeln unter Zugbeanspruchung Teil 1: Einzeldübel mit großem Achs- und Randabstand," *2004 Ernst Sohn Verl. Für Archit. Tech. Wiss. GmbH CoKG*, vol. Beton- und Stahlbetonbau 99, no. 7, pp. 561–572, 2004.

- [71] R. Eligehausen, J. J. Appl, B. Lehr, J. Meszaros, and W. Fuchs, "Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen mit Verbunddübeln unter Zugbeanspruchung Teil 2: Dübelgruppen und Befestigungen am Bauteilrand," *2005 Ernst Sohn Verl. Für Archit. Tech. Wiss. GmbH CoKG*, vol. Beton-und Stahlbetonbau 100, no. 7, pp. 856–865, 2005.
- [72] J. Appl, "Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen mit Verbunddübeln unter Zugbeanspruchung Teil 2: Dübelgruppen und Befestigungen am Bauteilrand," *45 Forschungskolloquium DAfStb*, vol. 100. Jahrgang Beton-und Stahlbetonbau, pp. 9–13, 2005.
- [73] "Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen – RstO Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen." 2012.
- [74] "www.dibt.de/de/Zulassungen/abZ," *Deutsches Institut für Bautechnik*, 11-Oct-2016. .
- [75] Hessisches Ministerium für Wirtschaft, Energie, Verkehr und Landesentwicklung, Ed., "Hessisches Ministerium für Wirtschaft, Energie, Verkehr und Landesentwicklung." 11-Oct-2016.
- [76] R. Prof. Dr.-Ing. H.W, Reinhardt, "Werkstofftechnologie und Chemie - Skriptum zur Vorlesung." Technische Hochschule Darmstadt, 1989.
- [77] DIN Deutsches Institut für Normung, Ed., "DIN EN 12697-13 Asphalt – Prüfverfahren – Teil: 13: Temperaturmessung." Beuth Verlag, Mai-2015.
- [78] EOTA, Ed., "EAD 330232-00-0601 Mechanical Fasteners for use in Concrete." 2016.
- [79] D. Owen, "Handbook of Statistical Tables," Addison/Wesley Publishing Company Inc., 1962.
- [80] DIN Deutsches Institut für Normung, "DIN 53803 Teil 3: Probenahme - Statistische Grundlagen der Probenahme bei zweifacher Aufteilung nach zwei gleichberechtigten Gesichtspunkten." Beuth Verlag, 1984.
- [81] DIN Deutsches Institut für Normung, Ed., "DIN ISO 5479 - Statistische Auswertung von Daten - Tests auf Abweichung von der Normalverteilung." Beuth Verlag, 2004.
- [82] "https://www.google.de/maps/," *Google Maps*, 10-Nov-2016. .
- [83] "https://www.arduino.cc/," *Arduino*, 10-Nov-2016. .
- [84] EOTA, Ed., "EAD 330499-00-0601 Bonded fasteners for use in concrete." 2017.
- [85] DIN Deutsches Institut für Normung, Ed., "DIN EN 12697-23 Asphalt – Prüfverfahren – Teil: 23: Bestimmung der indirekten Zugfestigkeit von Asphalt-Probekörpern." Beuth Verlag, Sep-2015.
- [86] "Mechanisches Verhalten von Asphalt in Befestigungen für Verkehrsflächen - Eingangsgrößen in die Bemessung (Materialkennwerte)." Ausgabe-2006.
- [87] J.-J. Appl, "Tragverhalten von Verbunddübeln unter Zugbelastung," Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2008.
- [88] G. T. Doerr and R. E. Klingner, "Adhesive Anchors: Behaviour and Spacing Requirements," *Res. Rep. No 1126-2*, p. 68, Mar. 1989.
- [89] T. Wilhelm, "Ein experimentell begründetes mikromechanisches Modell zur Beschreibung von Bruchvorgängen in Beton bei äußerer Krafteinwirkung," Technische Universität Darmstadt, Darmstadt, 2006.
- [90] "www.anfahrerschutz.net," 14-Nov-2016. .
- [91] B. Klein, "FEM - Grundlagen und Anwendungen der Finite-Element-Methode im Maschinen- und Fahrzeugbau," in *FEM - Grundlagen und Anwendungen der Finite-Element-Methode im Maschinen- und Fahrzeugbau*, 10th ed., Calden: Springer Vieweg Verlag, 2014, pp. 1–100.
- [92] S. Büchler, "Rheologisches Modell zur Beschreibung des Kälteverhaltens von Asphalten," Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, 2010.
- [93] R. Eligehausen, E. P. Popov, and V. V. Bertéro, "Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations," *Proc. 7th Eur. Conf. Earthq. Eng. Vol 4 Athens Techn Chamb. Greece*, pp. 69–80, 1982.

- [94] "MyCurveFit," <https://mycurvefit.com/>, 12-Jan-2016. .
- [95] A. Böge, "Technische Mechanik," in *Technische Mechanik*, 27th ed., Hannover: Vieweg Verlag, 2006, p. 100ff.
- [96] Gross, D., Hauger, W., Schröder, J., and Wall, W., "Technische Mechanik 1," in *Technische Mechanik 1*, 10th ed., Berlin Heidelberg: Springer Vieweg, 2006, p. 248ff.
- [97] A. Caggiano and E. Martinelli, "A unified formulation for simulating the bond behavior of fibres in cementitious materials," *Elsevier Ltd*, no. 42, pp. 204–213, May 2012.
- [98] F. Wille, "Charakteristik und Modellbildung des Verbundtragverhaltens von einlagigen Rundlitzenseilen in Beton," Dissertation, Technische Universität Cottbus, Cottbus, 2004.
- [99] W. Becker and D. Gross, "Mechanik elastischer Körper und Strukturen," in *Mechanik elastischer Körper und Strukturen*, Heidelberg: Springer Verlag, 2002, p. 134ff.
- [100] J. Hahn, "Durchlaufräger, Rahmen, Platten und Balken auf elastischer Bettung," in *Werner-Verlag*, 13th ed., Düsseldorf: Werner Verlag, 1981, pp. 247–425.
- [101] G. Belluzzi, "Scienza delle costruzioni," in *Scienza delle costruzioni*, 3rd ed., Rome: Zanichelli Bologna, 1980, pp. 80–113.
- [102] A. Föppl, "Vorlesungen über technische Mechanik," *Lipsia Teubner*, vol. 3, p. §42, 1918.
- [103] S. Timoshenko, "Theory of plates and shells," *New-York Mc-Graw-Hill*, vol. 53, 1940.
- [104] H. Hertz, "Über das Gleichgewicht schwimmender elastischer Platten," *Gesammelte Werke*, vol. Wiedemanns Annalen, no. 1, p. 288ff, 1895.
- [105] L. Nasdala, "FEM - Formelsammlung Statik und Dynamik," in *FEM - Formelsammlung Statik und Dynamik*, 2nd ed., München: Springer Vieweg Verlag, 2012, pp. 1–26.
- [106] G. Müller and C. Groth, "FEM für Praktiker," in *FEM für Praktiker - Die Methode der Finiten Elemente mit dem FE-Programm Ansys*, 3rd ed., Renningen-Mainsheim: expert, 1997, pp. 1–100.
- [107] Gross, D., Hauger, W., Schröder, J., and Wall, W., "Technische Mechanik 2," in *Technische Mechanik 2*, 12th ed., Berlin Heidelberg: Springer Vieweg, 2014, pp. 13–50.
- [108] "www.cae-wiki.info," *ESOCAETWIKIPLUS*, 01-Sep-2017. .
- [109] C. Gebhardt, "Praxisbuch FEM mit Ansys Workbench," in *Praxisbuch FEM mit Ansys Workbench*, 2. Auflage., München: Hanser, 2014.
- [110] Ansys, Inc., Release 17.0, Ed., "ANSYS Help Viewer." 2016.
- [111] AutoCAD. Autodesk, Inc.
- [112] W. Gunkel, A. Heck, and H. Garrecht, "Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten eingemörtelten Schraubankern in Abhängigkeit der Lasteinleitungsfläche," *Darmstadt Concr.*, vol. Annual Journal on Concrete and Concrete Structures, no. 26, pp. 45–46, 2011.
- [113] B. J. Mac Donald, "Practical Stress Analysis with Finite Elements," in *Practical Stress Analysis with Finite Elements*, Dublin: Glasnevin Publishing, p. 167 f.
- [114] Ansys, Inc., Release 17.0, Ed., "APDL Material Reference." 2016.
- [115] J. Rösler, H. Harders, and M. Bäker, "Mechanisches Verhalten der Werkstoffe," in *Mechanisches Verhalten der Werkstoffe*, 5. Auflage., Wiesbaden: Springer Vieweg Verlag, 2016, p. 390ff.
- [116] T. Naumann, "Beitrag zur Beschreibung des mechanischen Langzeitdeformationsverhaltens von thermoplastischen Kunststoffen," Dissertation, Universität Saarland, Saarbrücken, 2012.
- [117] W. W. Feng and J. O. Hallquist, "On the prony relaxation function," *11th Int. -DYNA Users Conf.*, no. 11, p. 8.
- [118] Landgraf, R., "Viskoelastizität in Ansys - 6. Übung Materialmodellierung WS11/12." TU Chemnitz.

- [119] Dipl.-Ing. Elena Alexandrakis, Dr. -Ing. Karl-Heinz Lieberum, and Prof. Dr. ir. Eddie Koenders, "Verfahren zum Heilen eines beschädigten Asphalts und ein induktiv aufheizbares Befestigungsmittel," DE 10 2016 114 460 A1.
- [120] "<http://selfhealingasphalt.blogspot.de/>," *TU Delft - Self Healing Asphalt*, 09-Jan-2016. .
- [121] DIN Deutsches Institut für Normung, Ed., "DIN EN 12697-23 Asphalt – Prüfverfahren – Teil: 23: Bestimmung der indirekten Zugfestigkeit von Asphalt-Probekörpern." Beuth Verlag, Sep-2015.